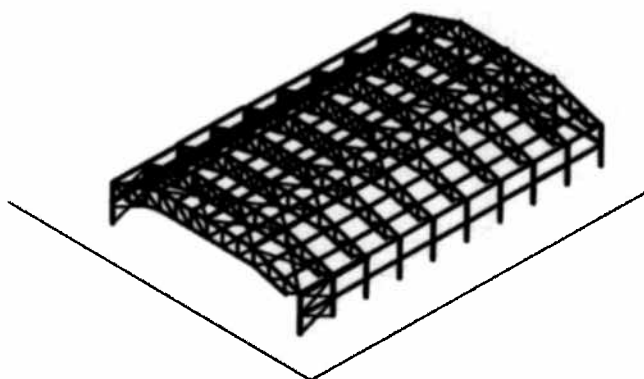

HALLE DE TENNIS

Projet de construction



Raffaele Torriani

Master 2, GC 2013

Professeur : Jean-Paul Lebet

Assistant : Valentin Gavillet



TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION	2
MOTIVATION.....	2
BUTS	2
DESCRIPTION DES VARIANTES	3
Variante 1	3
Variante 2	6
Variante 3	8
CONVENTION D'UTILISATION.....	11
BASE DU PROJET	11
Conditions cadre du projet	11
Actions sur la structure	12
Situations de risque	13
NOTE DE CALCUL	14
Prédimensionnement.....	14
Dimensionnement	25
PROBLÈME PARTICULIER – MONTAGE	54
MISE EN VALEUR	60
MESURES PRISES.....	60
RÉSULTATS AVANT-MÉTRÉ	61
ANALYSE CRITIQUE DES RÉSULTAS	62
ANNEXE PLANS	63

Introduction

Le projet concerne la construction d'une halle de sport métallique à Interlaken (BE). La halle devra couvrir trois courts de tennis, tout en gardant la possibilité d'en rajouter une quatrième, un restaurant de 50 places ainsi que des vestiaires. Surtout pour ce qui concerne les dimensions des courts de tennis il faudra prendre en compte le gabarit officiel du jeu du tennis.

Un éclairage naturel de la halle est aussi demandé.

Dans la première partie du projet on se concentrera sur l'établissement des trois variantes de structures différentes. On mènera une analyse critique au fin de pouvoir mettre en évidence les avantages et les inconvénients de chacune d'elles. Après avoir choisi une de ces variantes, on compilera la convention d'utilisation et la base du projet relative à la structure qui va être développé dans les détails.

Le pas suivant consiste dans un prédimensionnement des pannes, filières, montants, traverses et contreventements. L'étape ultérieure consiste dans le dimensionnement détaillé des différents éléments de la halle (pannes, filières, traverses, montants et contreventements), ainsi que le calcul détaillé des deux assemblages du treillis les plus sollicités.

Ensuite j'irai étudier le problème particulier de la phase de montage de mon treillis.

Motivation

J'ai choisi ce projet puisque c'était une occasion pour pouvoir appliquer les notions apprises aux cours de « Structures en métal » et « Structures en métal, chapitre choisi », mais aussi pour pouvoir élargir mes connaissances dans le domaine de la construction métallique. Un autre point forte de ce projet est la grande liberté dans la conception de la structure, qui permet aussi de réfléchir sur des problèmes telles que l'organisation des espaces intérieures, le respecte des gabarits et les nécessité d'adaptation à des contrainte.

Buts

Dans ce projet de construction métallique on va essayer de mieux comprendre la conception générale et l'étude des éléments principaux d'une halle métallique.

Description des Variantes

Variante 1

Organisation des surface

On a choisi de disposer les trois court de tennis l'un à côté de l'autre. Pour ce qui concerne le restaurant on a prévu de le disposer de façon à avoir la meilleure vue possible sur les courts de tennis comme on peut voir sur la figure 1

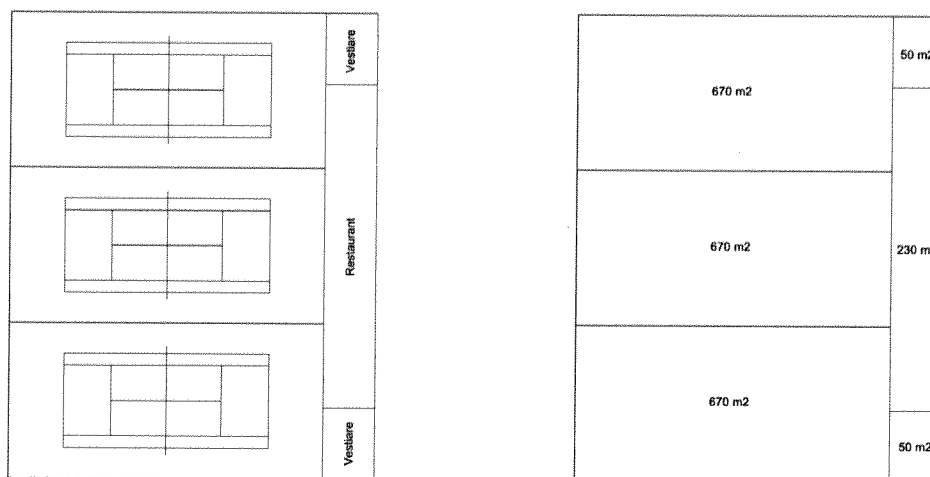


Figure 1 - Surfaces variante 1

Les vestiaires se trouvent à deux extrémités de la halle séparés par le restaurant. Pour améliorer encore la visibilité depuis le restaurant, on a envisagé de rehausser toute la partie restaurant et vestiaires de 2 m du sol comme on pourra apprécier dans la partie suivante.

Structure

La structure de la variante 1 est présente dans la figure 2.

Pour ce qui concerne la toiture elle va être composée d'une tôle extérieure, l'étanchéité, l'isolation, un pare-vapeur, une tôle support. Elle va s'appuyer sur des pannes en profilé laminé espacées de 4.6 m, qui elles même vont s'appuyer à la fois de façon continue sur deux travées ou de façon simple avec des cadres espacés de 5.5 m.

Le système statique des cadres comme on peut le voir sur la figure 3 ci-dessus est un mécanisme, tenu latéralement par le biais du contreventement longitudinal de toiture. Vu la portée important de plus que 36 m la traverse sera fait par un composée soudée.

Pour ce qui concerne le bardage de façade va être constitué par des panneaux sandwich qui vont s'appuyer sur des filières en profilé laminés espacées aux maximums de 3 m lesquelles vont s'appuyer de façon continue à la fois sur les poteaux du cadre ou sur les poteaux du pignon. Un système des contreventements en croix de St. André transversaux ($h/l = 1/7.67$) et longitudinaux ($h/l = 1/6.11$) permet de ramener les charges horizontales à la fondation. Le contreventement

transversale est appuyé sur les deux coté, tandis que le contreventement longitudinale seulement sur une coté pour permettre le rajoute éventuelle d'une autre court de tennis.

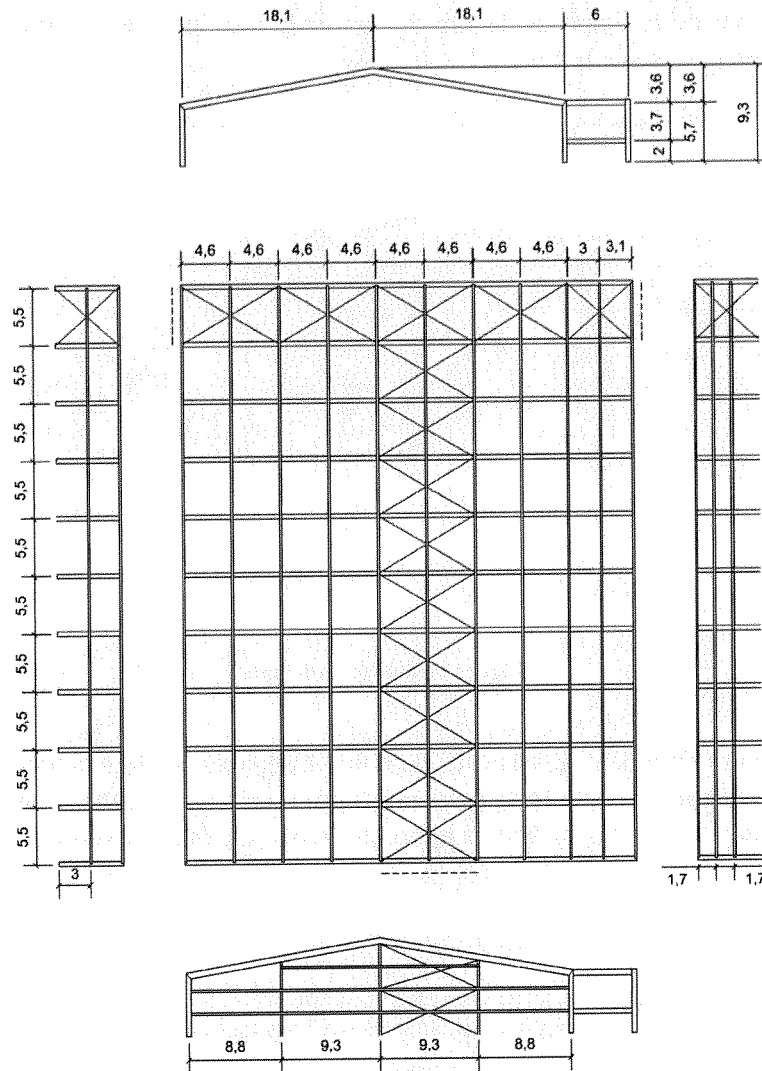


Figure 2 - Variante 1

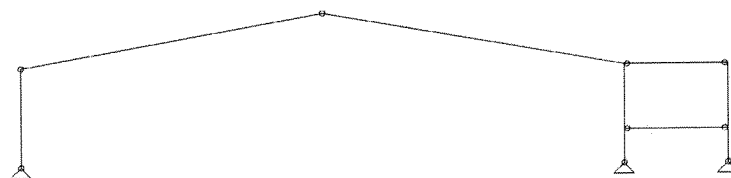


Figure 3 Système statique variante 2

Avantages

L'avantage principal de cette variante consiste dans le rehaussement du Restaurant qui permet d'avoir une vue meilleure sur les courts de tennis. En outre grâce à cet surélévèrent on gagne un espace libre en dessous utilisable pour un éventuel parking. Pour ce qui concerne le montage est facilité car il y a seulement un encastrement à réaliser, étant donné que les autres liaisons sont des articulations. Au niveau statique, le fait que le cadre soit tenu latéralement représente un avantage considérable, en fait il limite au même temps soit les déformations et les déplacements latéraux, que la longueur du flambage pour les poteaux.

Désavantages

Le désavantage principal est représenté par la grande portée sommée au fait que la plus part des liaisons sont de articulations, il en résulte une traverse très sollicitée qui doit être réalisée avec une inertie variable et des importants renforcements sur l'angle encastree. Un autre point faible c'est l'écartement choisi pour les pannes qui est à la limite de ce qui est techniquement envisageable. Pour ce qui concerne l'esthétique de la construction cette variante semble peu convainquant, surtout au niveau des cadres transversaux.

Variante 2

Organisation des surfaces

Dans cette variante on a gardé la même organisation des espace la seule différence par rapport à la variante 1 c'est le fait que le restaurant et les vestiaires ne sont pas rehausser du sol.

Structure

La structure de la variante 2 est présentée à la figure 4.

Pour ce qui concerne la toiture elle va être composé d'une tôle extérieure, l'étanchéité, l'isolation, un pare-vapeur, une tôle support. Elle va s'appuyer sur des pannes en profilé laminé espacés de 3.6 m qui elles même vont s'appuyer à la fois de façon continue sur deux travées ou de façon simple sur des cadres espacés de 11 m.

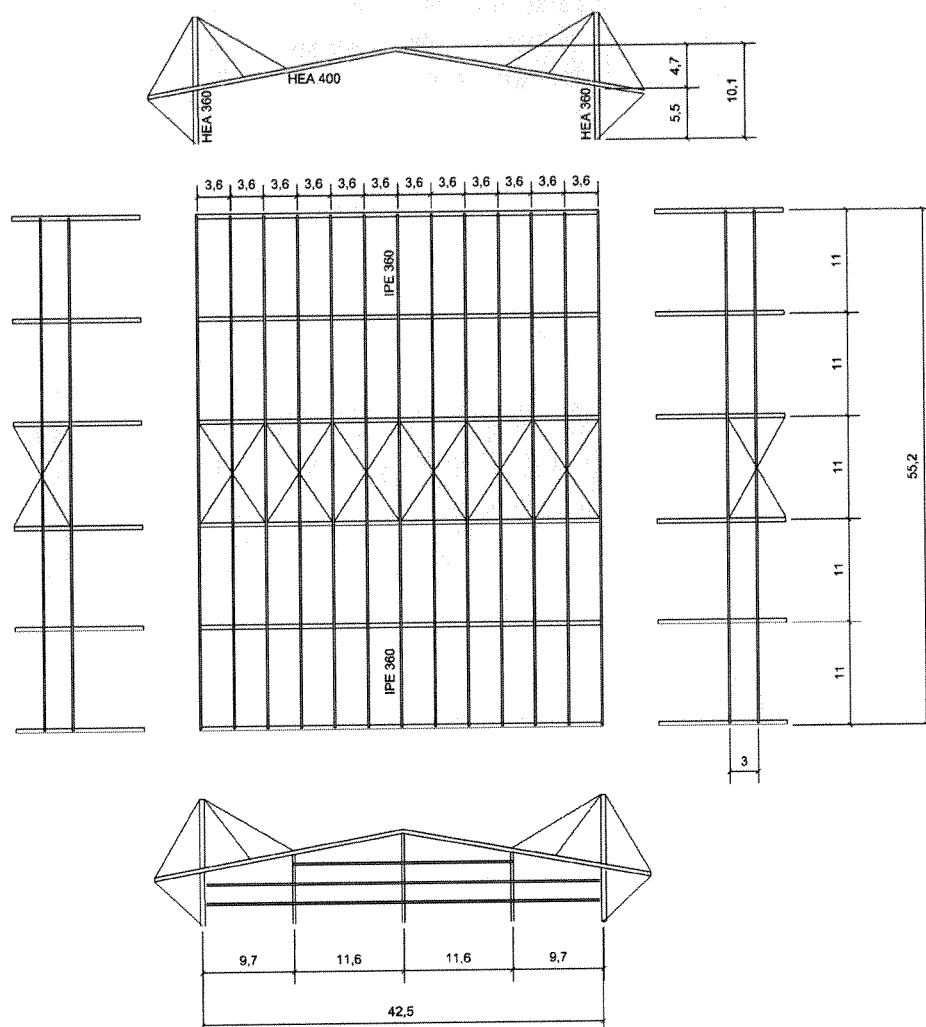


Figure 4 – Variante 2

Le système statique des cadres comme on peut voir sur la figure 5 c'est autostable, en effet il s'agit d'un système dans le quelle la traverse est encastré aux poteaux et en plus suspendue par le biais de câbles tendu. Cette solution a été adopté vu l'importante portée de 42.5 m. Le profilé envisagé pour la traverse s'agit d'un profilé laminé



Figure 5 – Système statique variante 2

Pour ce qui concerne le bardage de façade va être composé par des panneaux sandwichs qui vont s'appuyer sur des filières en profilé laminé espacés de 3 m lesquelles vont s'appuyer de façon continue à la fois sur les poteaux du cadre ou sur les poteau du pignon.

Vu l'hyperstaticité du cadre seulement un contreventement transversal en croix de St. André est disposé pour reprendre les charges horizontales.

Avantages

L'avantage principale de cette variante c'est le fait qu'on arrive à couvrir une grande portée et un espacement de cadres important tout en gardant des efforts acceptables dans la traverse.

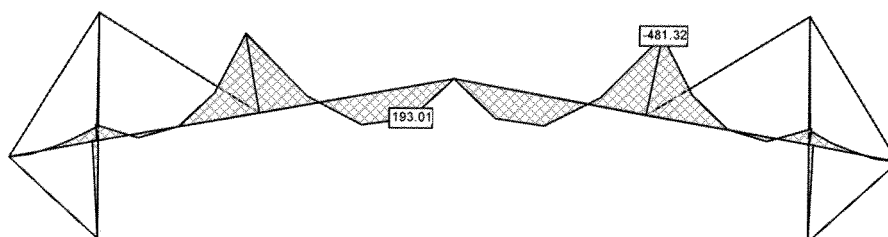


Figure 6 - Déscente de charge sommaire

Comme on peut voir dans la figure 6, après une descente de charge sommaire on arrive à des efforts qui peuvent être reprises par un profilé laminé HEA 400.

Un autre avantage de cette variante c'est l'esthétique, surtout par rapport à la variante 2, elle démontre une certaine élégance.

Désavantages

Un désavantage de cette variante c'est le fait qu'elle est très sensible aux déformations des câbles, en outre puisque elle ne tient pas latéralement les déplacements horizontaux tandis que la longueur de flambage des poteaux peut présenter des problèmes pour ce qui concerne respectivement l'état limite de service et la stabilité à l'état limite ultime de la structure. Les pannes et les filières, en outre, présentent des efforts nettement plus importants par rapport aux autres variantes par le fait que les cadres ont un écartement majeur.

Variante 3

Organisations des espaces

Dans cette variante l'organisation des espaces a été modifiée. Comme on peut voir sur la figure 7 les courts de tennis ont été gardé disposé l'une à côté de l'autre, mais le restaurant et le vestiaires ont été disposé dans le sens transversale de la halle. Les vestiaires se trouvent l'un des coté de l'autre.

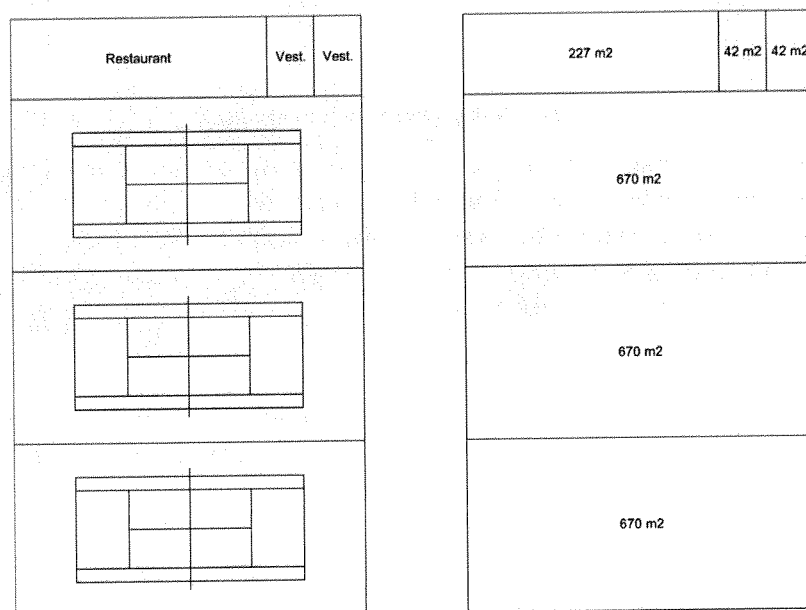


Figure 7 - Organisation des espaces variante 3

Structure

Pour ce qui concerne la toiture elle va être composée d'une tôle extérieure, l'étanchéité, l'isolation, un pare-vapeur, une tôle support. Elle va s'appuyer sur des pannes en profilé laminé espacés de 3 m qui elles même vont s'appuyer à la fois de façon continue sur deux travées ou de façon simple sur des cadres espacés de 6.3 m. La traverse des cadres est constitué par une ferme à treillis. Le système statique est un mécanisme come on peut voir depuis la figure 9 tenu latéralement par le biais du contreventement longitudinal de toiture.

Pour ce qui concerne le bardage de façade va être constitué par des panneaux sandwich qui vont s'appuyer sur des filières en profilé laminés espacées de 3.5 m lesquelles vont s'appuyer de façon continue à la fois sur les poteaux du cadre ou sur les poteaux du pignon. Un système des contreventements en croix de St. André longitudinaux ($h/l = 1/7$) et transversaux ($h/l = 1/5.73$) permet de ramener les charges horizontales à la fondation. Le contreventement transversale est appuyé sur les deux coté, tandis que le contreventement longitudinale seulement sur une coté pour permettre le rajoute éventuelle d'une autre court de tennis.

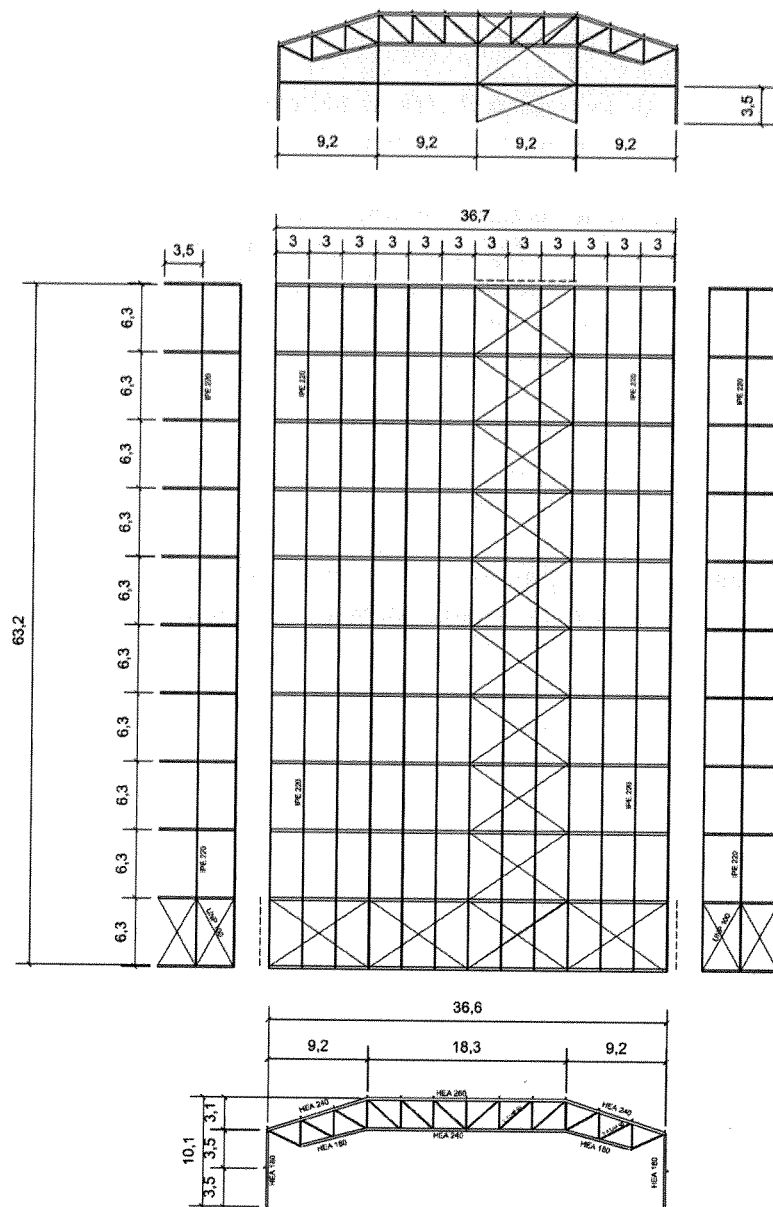


Figure 8-Variante 3

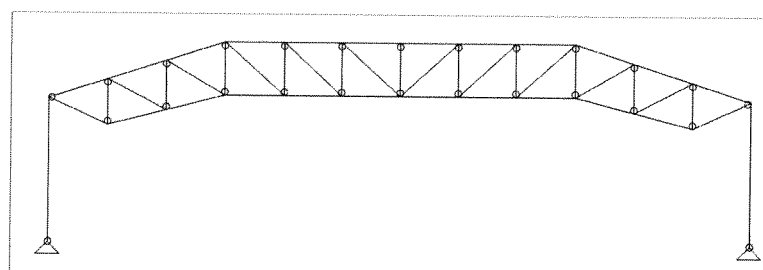


Figure 9 - Système statique Variante 3

Avantages

Un des principaux avantages de la variante 3 c'est le fait que toutes les liaisons sont articulées, il n'y a aucun encastrement à faire. Pour ce qui concerne les efforts après une première descente de charge sommaire on peut noter qu'ils restent raisonnable. Un autre avantage c'est le fait que le cadre est tenu latéralement par le contreventement longitudinal de toiture, ceci permet d'avoir une limitation des déformations et des déplacements horizontales favorables pour ce qui concerne l'ELS, mais aussi une limitation de la longueur de flambage favorable du point de vue de l'ELU. Un autre avantage c'est le fait que la forme du cadre est optimisée par rapport à la forme du gabarit d'hauteur des courts de tennis. Pour ce qui concerne l'organisation des espaces les dimensions du restaurant semblent plus logiques, la disposition des emplacements technique (cuisine, dépôts,...) est facilitée et pas soumise à des contraintes de largeur comme dans les premières deux variantes.

Désavantages

Le plus grand désavantage c'est la vue sur les courts de tennis depuis le restaurant, en effet regarder un match sur le champ le plus extérieur depuis le restaurant devient difficile.

Choix de la variante

Pour la suite du travail on va se concentrer sur la variante 3. On a choisi la variante 3 puisque elle présente beaucoup d'avantages et un seul désavantage qui est relativement pas important. Les autres variantes constituent toutes à fait des alternatives valides.

Convention d'utilisation

Objectifs généraux pour l'utilisation de l'ouvrage

Le présent projet a pour but d'ériger une halle avec trois courts de tennis, un restaurant (50 places) et des vestiaires à Interlaken (BE) (568 s.m.l.s)

Exigences relatives à l'environnement et exigences de tiers

Il faut prévoir la possibilité d'extension d'une ultérieure court de tennis une fois construit.
Les dimensions de la halle dépendent des gabarits d'espace libre nécessaires pour le tennis.
Un éclairage naturel de la halle est demandé

Risques spéciaux et degrés de protection

Le risque d'incendie est négligé.
Une analyse sismique n'a pas été étudiée comme on se trouve dans une région à faible risque sismique.

Prescriptions réglées par les normes

La détermination des actions et la vérification, de la sécurité structurale et de l'aptitude de service sont effectuées selon les normes SIA 260-267 en vigueur.

Base du Projet

Conditions cadre du projet

Durée de service prévue

Structure porteuse : 100 ans
Toiture et bardage : 30 ans

Caractéristiques géométriques

L'ouvrage aura une longueur de 63.4 m
La largeur sera de 36.6 m
L'hauteur sera de 10 m

Phase de construction

Détaillé dans le problème particulier

Propriété sol fondation

Inconnu

Matériaux

Acier S 235 JR

Objectifs de sécurité

La sécurité doit être assurée pendant toutes les phases du projet (concept, construction, exploitation)

Sécurité structurale

La sécurité structurale doit être assurée pour toutes les situations (durables, transitoires, accidentelles)

Attitude au service

Les exigences suivantes doivent être assurées :

- Confort des usagers
- Durabilité de l'ouvrage
- L'attitude au fonctionnement de l'ouvrage
- L'aspect de la construction

Actions sur la structure

Actions considérées

- Poids propre de la toiture
 - Tôle extérieure : 150 N/m²
 - Etanchéité : 100 N/m²
 - Isolation : 50 N/m²
 - Pare-vapeur : 150 N/m²
 - Tôle support : 150 N/m²

TOTALE : 0.50 kN/m²
- Poids propre du bardage panneau sandwich Montantherm MTW LL/1150 :
 - 0.14 kN/m²
- Poids propre de la structure porteuse selon le profilé
- Charge de Neige

L'altitude de référence de Interlaken (selon la carte 1 de l'annexe D de la norme SIA 261) est

$$h_0 = 568 + 200 = 768 \text{ m}$$

La charge de neige sur un terrain horizontal est calculée, selon le chiffre 5.2.6 de la norme SIA 261, avec la valeur caractéristique suivante :

$$s_k = \left[1 + \left(\frac{h_0}{350} \right)^2 \right] \cdot 0.4 = 2.32 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

La valeur caractéristique de la charge de neige est donnée par la relation :

$$q_k = \mu_i C_e C_T s_k$$

Avec une pente $\alpha = 18^\circ$, le coefficient de forme de la toiture, selon les figures 2 et 3 de la norme SIA 261, vaut :

Modèle de charge 1 : $\mu_{11} = \mu_{12} = 0.8$

Le coefficient d'exposition au vent C_e égal à 1 (exposition normale).

Le coefficient thermique C_T est égal à 1.0.

La valeur caractéristique q_k vaut donc :

$$q_k = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.32 = 1.84 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

- Charge de vent

Les pressions extérieures du vent sont déterminées à l'aide de la norme SIA 261, chiffre 6.

La valeur de référence de la pression dynamique du vent est de 1.3 kN/m^2 . Selon le chiffre 6.2.1.2 de la norme SIA 261, pour une hauteur au faîte h de la halle égale à environ 7 m en rive lacustre, le coefficient de hauteur prend la valeur $C_h = 1.4$.

Le facteur de réduction est admis égal à 1.0, le facteur dynamique $C_d = 1.0$. Le rapport $h : b : l$ étant égale à $7 : 63.4 : 36.6 \approx 0.2 : 2 : 1$, on applique les coefficients de pression et dépression selon le tableau 46 de la norme SIA 263.

Situations de risque

Les situations de risque prise en compte sont données au tableau 1 :

Situation de risque	Cas de charge	Poids propre	Poids des éléments non porteurs	Neige	Vent
Neige	1	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_Q = 1.50$	-
Vent ($\alpha=0^\circ$)	2	$\gamma_G = 0.80$	$\gamma_G = 0.80$	-	$\gamma_Q = 1.50$
Vent ($\alpha=90^\circ$)	3	$\gamma_G = 0.80$	$\gamma_G = 0.80$	-	$\gamma_Q = 1.50$
Neige + vent ($\alpha=0^\circ$)	4	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_Q = 1.50$	$\psi_0 = 0.6$
Neige + vent ($\alpha=90^\circ$)	5	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_Q = 1.50$	$\psi_0 = 0.6$
Vent ($\alpha=0^\circ$) + neige	6	$\gamma_G = 0.8$	$\gamma_G = 0.8$	$\psi_0 = 0.56$	$\gamma_Q = 1.50$
Vent ($\alpha=90^\circ$) + neige	7	$\gamma_G = 0.8$	$\gamma_G = 0.8$	$\psi_0 = 0.56$	$\gamma_Q = 1.50$

Tableau 1 Situations de risque

Note de calcul

Les calculs des efforts d'actions
ment ont été effectués à l'aide des
tables SZS C4 et du logiciel
STATIK du paquet CUBUS.

Prédimensionnement:

- évaluation élancement:

• Poteau:

$$\lambda_K \leq 50, \text{ avec } l_K = 7,0 \text{ m}$$

HEA 360

T6C 11, pag. 223

• Hauteur treillis:

hyp. treillis hauteur constant

$$h = \frac{l}{12} \approx \frac{36600}{12} = 3050 \text{ mm}$$

• Pannes

hyp. profilé laminé

$$h \approx \frac{l}{40} = \frac{6340}{40} = 159 \text{ mm}$$

IPE 160

SZS C5, pag. 27

• Filières

hyp. profilé laminé

$$h \approx \frac{l}{40} = \frac{6340}{40} = 159 \text{ mm}$$

IPE 160

SZS C5, pag. 27

- évaluation sommaire de la sécurité structurale :

Comme il s'agit d'un prédimensionnement pour cette étape j'ai prit à la fois la situation de risque 1 et 2, cette à dire à la fois Neige / Vent déterminant.

Pour ce qui concerne la charge de vent en particulier, je l'ai admis comme agissant uniforme sur une boîte fermée.

• Pannes : situation critique Neige

$$g_{Kp} = 26,2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0,260 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{K\text{toiture}} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,05 \text{ m} = 1,53 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{K\text{neige}} = 1,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,05 \text{ m} = 5,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_d = 1,35 (g_{Kp} + g_{K\text{toiture}}) + 1,5 (q_{K\text{neige}})$$

$$= 1,35 (0,260 + 1,53) + 1,5 (5,61) = 10,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Moment positive avec pannes simplement appuyé

$$M_d^+ = 0,125 \cdot q \cdot l^2 = 0,125 \cdot 10,8 \cdot (6,34)^2$$

$$= 54,3 \text{ kNm}$$

hyp. déversement empêché par la toile de la toiture

$$M_{ply,rd} = 64 \text{ kNm} \quad \text{IPE 220 (S235)}$$

Convention d'utilisation

SZS, C5, pag. 27, IPE 220 (S235)

Convention d'utilisation

Convention d'utilisation

SZS, C6, pag. 103, IPE 220 (S235)

Moment négatif sur appuis avec pannes continuellement appuyées :

$$M_d^- = -0,125 \cdot q \cdot l^2 = -0,125 \cdot 10,8 (6,34)^2$$

$$= 54,3 \text{ kNm}$$

$$M_{d,red} = 64 \text{ kNm} \quad \text{IPE 220 (S235)}$$

SZS, C6, pag. 103

$$l_d = \frac{l}{4} = 1585 \text{ mm} \quad l_{cr} = 2002 \text{ mm} \quad l_d < l_{cr}$$

SZS, C6, pag. 103

flèche dans le cas simplement appuyé :

$$W = \frac{5 q l^4}{384 E I} = \frac{5 (1,79 + 0,56 \cdot 5,51) (6,34 \cdot 10^3)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 27,7 \cdot 10^4}$$

$$= 17,8 \text{ mm}$$

 $\gamma_0 = 0,56$ SIA 261

$$w_{max} = \frac{l}{250} = 25,4 \text{ mm}$$

SZS, C6, élément secondaire
pag. 178

treillis : situation critique Neige

$$g_k = \frac{0,85 \text{ kN}}{100} \cdot 6,34 \text{ m} = \frac{0,85 \cdot 366}{100} \cdot 6,34$$

$$= 1,97 \text{ kN/m}$$

$$G_{k, \text{panne}} = 0,260 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6,34 \text{ m} = 1,65 \text{ kN}$$

$$G_{k, \text{toiture}} = 1,53 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6,34 \text{ m} = 9,70 \text{ kN}$$

$$Q_{k, \text{neige}} = 5,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6,34 \text{ m} = 35,6 \text{ kN}$$

Dans le modèle vu statik ces charges ont été multipliées à la fois par 1,25 et 0,75 pour tenir compte de la disposition des pannes décalée.

- Membrane supérieure

$$l_k = 1,02 = 3,05 \text{ m}$$

$$N_d = -1438 \text{ kN} \quad N_{rd} = 1647 \text{ kN}$$

$$\text{HEA 260 (S235)}$$

et SZS, C6, pag 38

- Membrane inférieure

$$N_d = 1447 \text{ kN} \quad N_{rd} = 1719 \text{ kN}$$

$$\text{HEA 240 (S235)}$$

Annexe et SZS, C6, pag 38

- Membrane inclinée supérieure

$$l_k = 1,02 = 3,21 \text{ m}$$

$$N_d = -1168 \text{ kN} \quad N_{rd} = 1382 \text{ kN}$$

HEA 240 (S235)

Annexe et SES, C6, pag 38

- Membrane inclinée inférieure

$$N_d = 923 \text{ kN} \quad N_{rd} = 1014 \text{ kN}$$

HEA 180 (S235)

Annexe et SES, C6, pag 38

- Diagonales

$$N_d = 573 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = 606 \text{ kN}$$

2 x UNP 100 (S235)

Annexe et SES, C6, pag 67

- Montants

$$l_k = 1,02 = 2,00 \text{ m}$$

$$N_d = -373 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = 388 \text{ kN}$$

2 x UNP 110 (S235)

Annexe et SES, C6, pag 67

flèche ferme treillis q ($q_k, G_k, 0,56 q_k$)

$$W = -56,8 \text{ mm} \quad W_{max} = \frac{l}{350} = \frac{36600}{350} = 105 \text{ mm}$$

Annexe et SES, C6, pag 178

Poteau : situation critique vent

$$Q_k = 1,25 \cdot q_k \cdot l = 1,25 \cdot 1,82 \cdot 3,5 \cdot 6,34 = 50,48 \text{ kN}$$

Coef 1,25 pour tenir compte que la poutre est continue

poids propre défavorable

$$N_{Ed} = -142 \text{ kN} \quad M_{Ed} = 132,51 \text{ kNm}$$

Annexe

$$\frac{N_{Ed}}{N_{k, Rd}} + \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \cdot \frac{w M_{Ed}}{M_{pl, y, Rd}} \leq 1,0$$

$$\text{HEA 220 (S235), } l_k = 7,0 \text{ m} \quad w = 0,6$$

$$N_{k, Rd} = 1031 \text{ kN} \quad M_{pl, y, Rd} = 127 \text{ kNm}$$

SES, C6, pag 112 et 37

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I^2 A}{l_k^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 91,7^2}{(7000)^2} \cdot 6430 = 2287 \text{ kN}$$

$$\frac{-142}{-1034} + \frac{1}{1 - \frac{-142}{-2287}} + \frac{0,6 \cdot 132,51}{127} \leq 1$$

$$0,805 \leq 1$$

Les efforts dans le treillis sont donnés à la fin du sous-chapitre prédimensionnement

- poutre longitudinale:
situation critique vent
poids propre et bardage négligé

$$q_k = 1,82 \text{ kN/m}^2$$

$$q_d = 1,5 q_k \cdot l = 1,5 \cdot 1,82 \cdot 3,5 = 9,56 \text{ kN/m}$$

Moment négatif sur appuis avec poutres continuellement appuyées:

$$M_d^- = -0,125 \cdot q \cdot l^2 = -0,125 \cdot 9,56 \cdot (6,34)^2 = -42,1 \text{ kNm}$$

$$M_{ply,rd} = 49 \text{ kNm} \quad \text{IPE 200 (S235)}$$

SZS, C6, pag 109

$$l_d = \frac{l}{4} = 1585 \text{ mm} \quad l_{cr} = 2002 \text{ mm}$$

SZS, C6, pag 109

$$l_d < l_{cr}$$

flèche poutre

$$q = 0,6 q_k \cdot l = 0,6 \cdot 1,82 \cdot 3,5 = 3,82 \text{ kN/m}$$

$$W = \frac{l^4}{I_y} \cdot q \cdot 24,8$$

SZS, C6, pag 169

$$= \frac{(6340)^4}{19,4 \cdot 10^6} \cdot 3820 \cdot 24,8 = 7,89 \text{ mm}$$

$$W_{max} = \frac{l}{250} = \frac{6340}{250} = 25,36 \text{ mm}$$

SZS, C6, pag 178

- filière transversale

situation critique vent

poids propre et bardage négligé

$$q_k = 1,82 \text{ kN/m}^2$$

$$q_d = 1,5 q_k \cdot l = 1,5 \cdot 1,82 \cdot 3,5 = 9,56 \text{ kN/m}$$

Moment négatif sur appuis avec filières continuellement appuyées :

$$M_d^- = -0,125 \cdot q \cdot l^2 = -0,125 \cdot 9,56 \cdot (3,5)^2 = -101 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,y,rd} = 108 \text{ kNm} \quad \text{IPE 270 (S235)}$$

SES, CG, pag 109

$$l_d = 2300 \text{ mm} \quad l_{cr} = 2438 \text{ mm}$$

SES, CG, pag 109

$$l_d < l_{cr}$$

flèche filière

$$q = 0,6 q_k l = 0,6 \cdot 1,82 \cdot 3,5 = 3,82 \text{ kN/m}$$

$$W = \frac{l^4}{I_y} \cdot q \cdot 24,8$$

SES, CG, pag 169

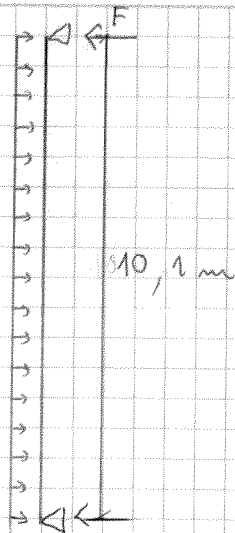
$$= \frac{(9,20)^4}{57,9 \cdot 10^6} \cdot 3820 \cdot 24,8 = 11,72 \text{ mm}$$

$$W_{max} = \frac{l}{250} = \frac{9200}{250} = 36,8 \text{ mm}$$

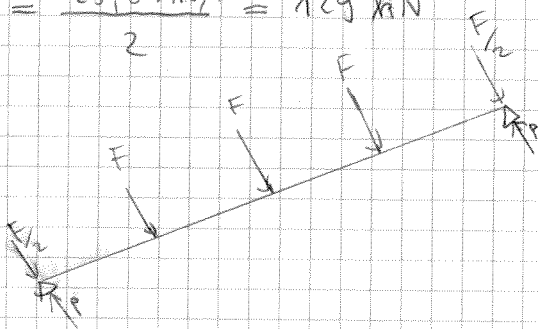
- Contreventement transversale toiture
situation déterminant vent
poids propre négligé

$$q_d = 1,5 q_k \cdot l = 1,5 \cdot 1,86 \cdot 9,20 = 25,5 \text{ kN/m}$$

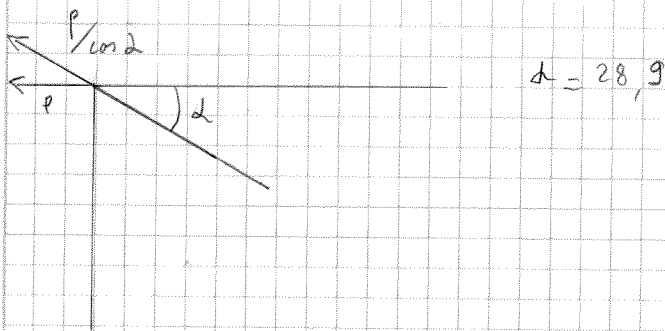
$$q_d = 25,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



$$F = \frac{25,5 \cdot 10,1}{2} = 129 \text{ kN}$$



$$P = \frac{4F}{2} = \frac{4 \cdot 129}{2} = 258 \text{ kN}$$



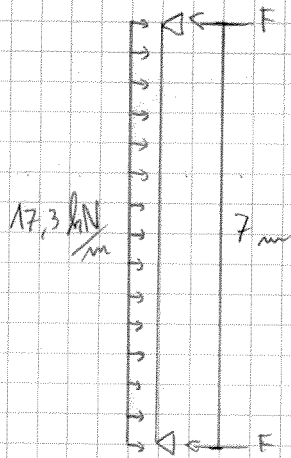
$$\frac{P}{\cos \alpha} = \frac{258}{\cos 28,9} = 294 \text{ kN}$$

$$N_{\perp d} = 347 \text{ kN} \quad \text{LNP 90.3 (S235)}$$

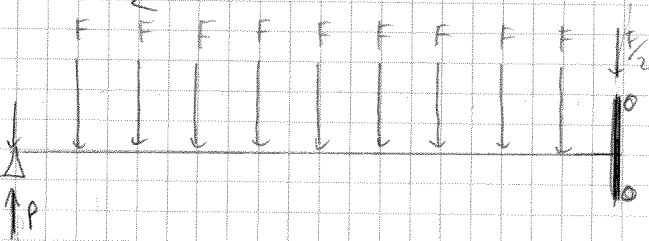
SZS, CG, pag 72

longitudinal torsion
situation de risque vent
point poids propre négligé

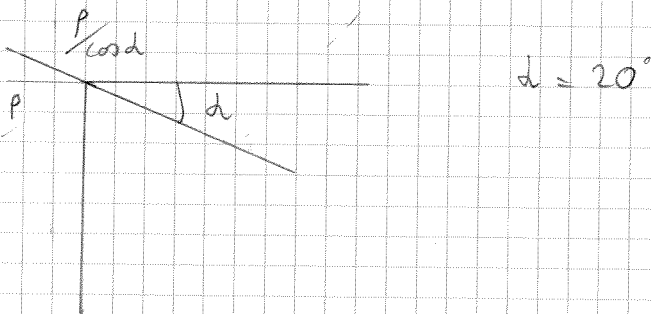
$$q_d = 1,5 \cdot q_k \quad l = 1,5 \cdot 1,82 \cdot 6,34 = 17,3 \text{ kN/m}$$



$$F = 17,3 \cdot 7 = 60,55 \text{ kN}$$



$$P = 10F = 605 \text{ kN}$$



$$\frac{P}{\cos \alpha} = \frac{605 \text{ kN}}{\cos 20^\circ} = 643 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = 671 \text{ kN} \quad \text{LNP 130.12(5235)}$$

SZS, CG, pag 72

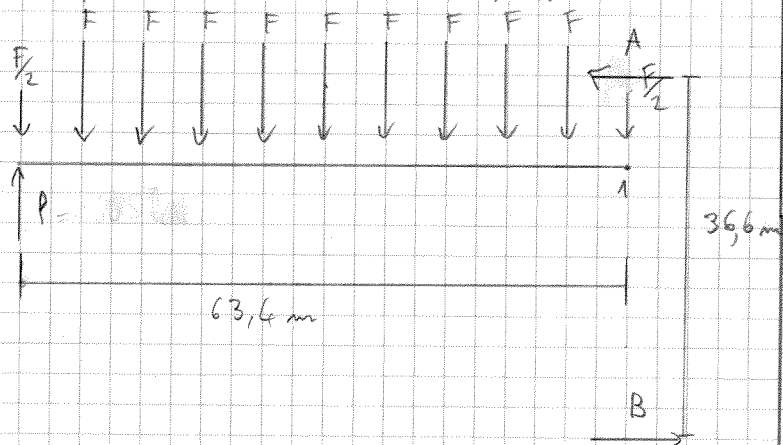
Remarque:

Pour le vent qui souffle sur la façade longitudinal les deux contreventements travaillent au même

temps c'est clair qu'un analyse
d'écouplé des deux rappellent une
grande simplification dans ce cas.

Le vent qui souffle prévalablement
sur la façade longitudinal pourrait
déterminer aussi la diagonale des
contreventement transversal.

En effet par un modèle simplifié :



$$M_1 = -P \cdot 63,4 + F \cdot 6,34 + F \cdot 12,68 + F \cdot 19,02 \\ + F \cdot 25,36 + F \cdot 31,7 + F \cdot 38,04 + F \cdot 44,38 \\ + F \cdot 50,72 + F \cdot 57,06 + \frac{F}{2} \cdot 63,4 = -19160 \text{ kNm}$$

en faisant l'hypothèse que
 $\frac{3}{4}$ du moment sont reprises
par A et l'autre $\frac{1}{4}$ par B on a :

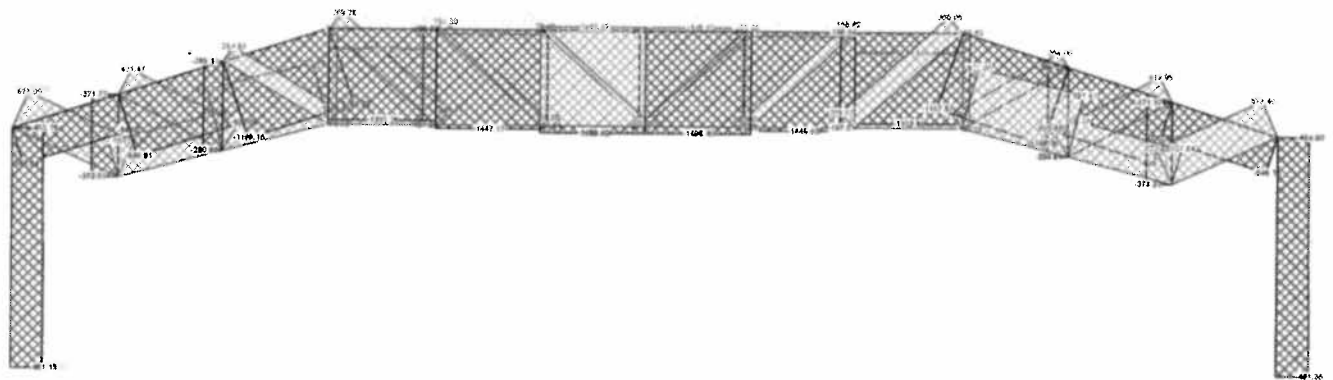
$$A \cdot 9,15 = \frac{3}{4} \cdot 19160$$

$$A = 1570 \text{ kN}$$

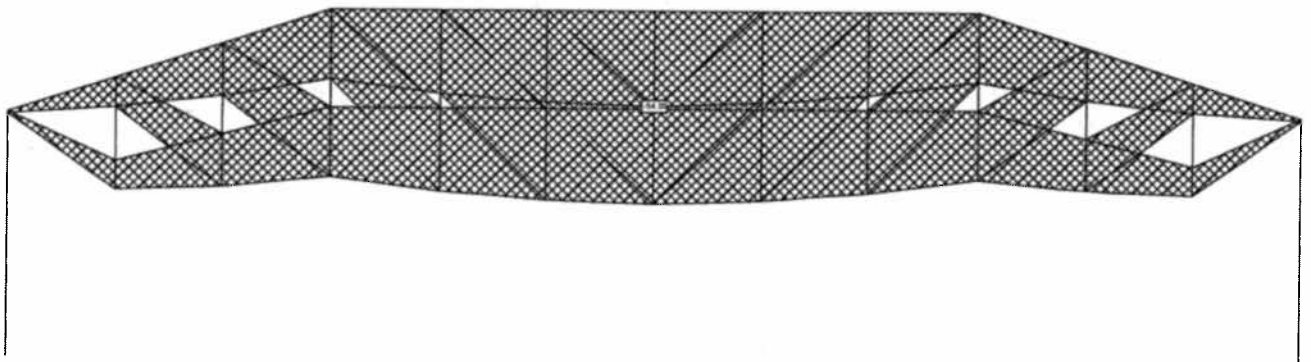
ce qui représente un effort plus
important que avant.

Efforts prédimensionnement treillis

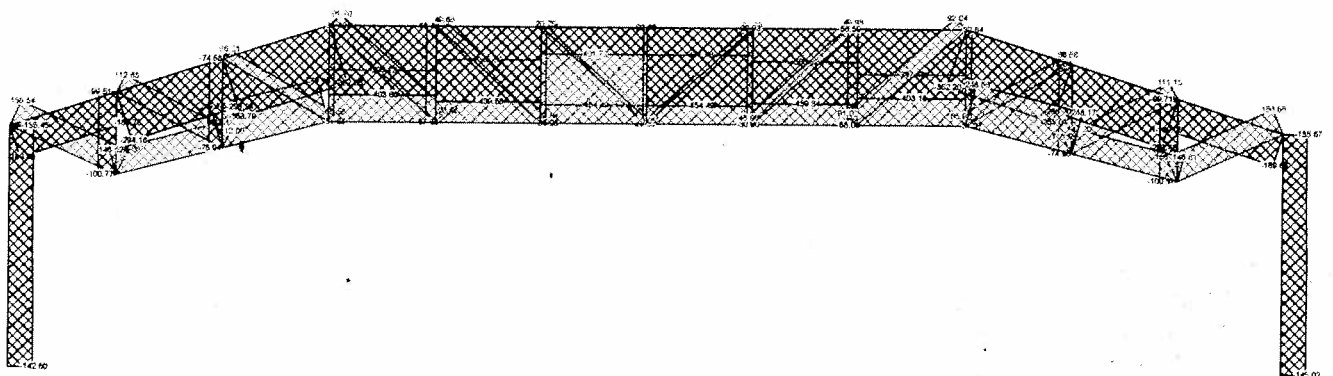
1. Efforts normales dans le treillis (situation critique Neige) :



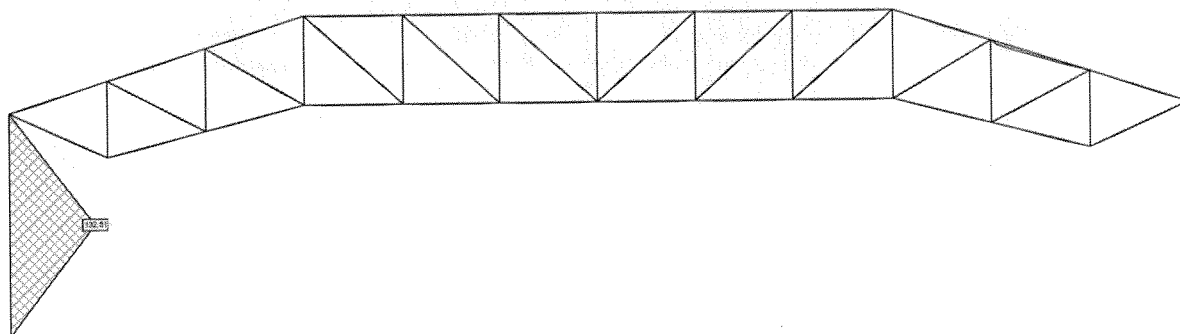
2. Flèche transversale treillis :



3. Efforts normales dans le treillis (situation critique vent) :



4. Moments dans le treillis (situation critique vent) :



Dimensionnement

Le dimensionnement a été effectué en considérant toutes les situations de risques énoncées dans la convention d'utilisation.

Pour le calcul d'effets d'action et de déformations on a utilisé le logiciel statik.

On a utilisé une modélisation 2d pour les éléments suivants :

- pannes
- piliers
- cadre en treillis à treillis

On a utilisé une modélisation 3d pour les éléments suivants :

- contreventements

Dans la modélisation 2d la descente de charge a été effectuée manuellement en reportant les réactions sur l'élément recevant.

Pour ce qui concerne les charges, on a repris exactement les dispositions de la convention d'utilisation.

La différence principale par rapport au prédimensionnement c'est qu'on a abandonné l'hypothèse de la charge de vent agissant uniformément sur une boîte rectangulaire fermée, pour appliquer des coefficients de pression/dépression comme énoncés dans la convention d'utilisation.

Pannes

L'enveloppe des moments fléchissant et celle des efforts normaux sont fournies à la fin de ce chapitre.

On admettra que les tolles face fonction d'appuis de diversement de l'aile supérieure du profilé de la panne.

On a vérifié dans un premier moment le moment fléchissant dû essentiellement à la charge de neige.

Le moment plus important se situant sur appuis on a pris $l_d = \frac{l}{4}$.

On a vérifié que $l_d \leq l_{cr}$.

$$l_{cr} = 2,7 i z (1 - 0,5 \psi) \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

SIA 263 pag 25, méthode EP

Etant satisfait cette relation on a procédé à la vérification :

$$M_{ed,y} \leq M_{rd,y} = \frac{f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M_1}}$$

SIA 263 pag 26, classe 2

$$\text{conformité} = \frac{M_{rd,y}}{M_{ed,y}} \geq 1$$

La deuxième vérification effectuée avec un moment négatif en travée découle de la dépression du vent.

On a donc aussi considéré l'effort normal.

$$L_d = \frac{3}{4} l \geq L_{cr}$$

On a dû prendre en compte le déversement :

$$M_{D,Rd} = \psi_0 \cdot M_{pl,Rd} = \psi_0 \cdot \frac{f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M_1}}$$

SIA 263 pag 30, classe 2

avec $\chi_D = \frac{1}{\phi_D + \sqrt{\phi_D^2 - \bar{\lambda}_D^2}}$

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{ply}}{\sigma_{crD} \cdot W_{dy}}}$$

$$\sigma_{crD} = \sqrt{\sigma_{Dv}^2 + \sigma_{Dw}^2}$$

$$\sigma_{Dv} = \eta \cdot C / L_D$$

$$\sigma_{Dw} = \eta \cdot i_D^2 \pi^2 \cdot E / L_D^2$$

$$C, i_D, \frac{W_{ply}}{W_{dy}}, W_{ply}$$

SZS.C4, pag 104

Pour ce qui concerne le flambage;
le flambage hors selon z a été
admis empêché par les toiles de
torture. Pour ce qui concerne le
flambage selon y :

$$N_{k,Rd} = \frac{\chi_K f_y A}{\gamma_{M1}}$$

SIA 263, pag 28

avec $\chi_K = \frac{1}{\phi_K + \sqrt{\phi_K^2 - \bar{\lambda}_K^2}}$

$$\phi_K = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_K - 0,2) + \bar{\lambda}_K^2 \right]$$

$$\sigma_{cr,K} = \frac{\pi^2 E i^2}{L_K^2}$$

$$\bar{\lambda}_K = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,K}}}$$

α

SIA 263, pag 28, tab.7

On vérifie la stabilité :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{k,Rdy}} + \frac{w_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{D,Rd}} \leq 1,0$$

Halle de tennis

avec w_y

D'après le table SFS C5, pag 26,
on peut admettre que le roulement
ne cause pas de problème

Pour ce qui concerne la flèche
maximale on a pris la valeur :

$$w_{lim} = \frac{l}{350}$$

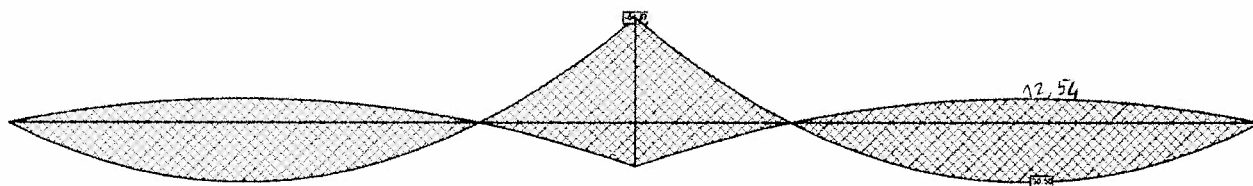
Les résultats de ce dimensionnement
sont donné à la fin de ce sous-
chapitre.

SIA 263, pag 31

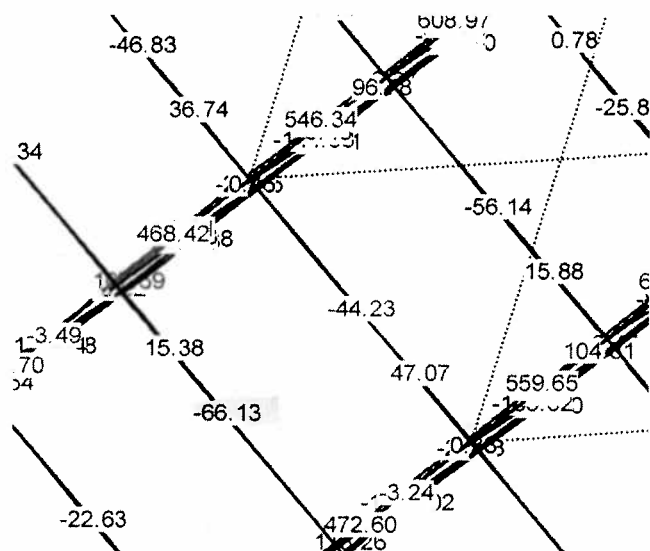
SIA 260, charges fréquentes

Efforts de dimensionnement et déformations des pannes

Enveloppe moments



Enveloppe efforts normaux



Flèche



Résultats dimensionnement des pannes

Profilé IPE 220	
$M_{ed,y}$ [kNm]	54.5
L_D [mm]	1585
L_{cr} [mm]	2002
f_y [N/mm ²]	235
$W_{pl,y}$ [mm ³]	285000
$M_{rd,y}$ [kNm]	63.8
Conformité	1.17

Profilé IPE 220			
Déversement		Flambage	
L_D [mm]	4755	N_{ed} [kN]	66.120
L_{cr} [mm]	2002	A [mm ²]	3340
$M_{ed,y}$ [kNm]	12.54	L_k [m]	6.340
$W_{pl,y}$ [mm ³]	285000	i_y [mm]	91.100
$W_{pl,y}/W_{el,y}$ [-]	1.13	$\sigma_{cr,k}$ [N/mm ²]	427.934
f_y [N/mm ²]	235	α [-]	0.210
η [-]	1.75	λ_k [-]	0.741
C [kN/mm]	702000	ϕ_k [-]	0.831
i_D [mm]	29	χ_k [-]	0.828
σ_{Dv} [N/mm ²]	258	$N_{k,rd,y}$ [-]	619
σ_{Dw} [N/mm ²]	135	Vérification stabilité	
σ_{crD} [N/mm ²]	291	ω [-]	1
λ_{-D} [-]	0.955	$1 >$	0.389
α_D [-]	0.21		
Φ_D [-]	1.03		
χ_D [-]	0.697		
$M_{D,Rd,y}$ [kNm]	44.5		

Vérification flèche	
w [mm]	7.74
w_{lim} [mm]	25.36

Filières

On vérifiera soit la filière de la façade longitudinale que la filière de la façade transversale.

L'enveloppe des moments fléchissants est donnée à la fin de ce chapitre.

Les filières sont soumises à un moment flexionnel selon l'axe fort provenant de la charge du vent et à un moment flexionnel selon l'axe faible dû au poids propre.

Pour chaque filière on vérifie la situation avec vent en pression et en dépression.

Pour ce qui concerne le moment de déversement on fait l'hypothèse que le bardage joue office d'appui au déversement, pour ce qui concerne l'axe supérieure de notre profilé. Le moment de déversement est calculé selon la même démarche déjà détaillée pour les pannes.

Pour ce qui concerne la vérification elle est effectuée, dans le cas de déversement empêché par la formule

$$\frac{M_{y,Ed}}{\sum M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$$

SIA 263, pag 47

Pour le cas avec déversement non empêché la formule devient:

$$\left(\frac{w_y M_{y,Ed}}{M_{y,red,Rd}} \right)^{\beta} + \left(\frac{w_z M_{z,Ed}}{M_{z,red,Rd}} \right)^{\beta} \leq 1,0$$

SIA 263, pag 48

$$M_{y, red, Rd} = M_{D, Rd, min}$$

$$M_{z, red, Rd} = M_{z, Rd}$$

$$\beta = 0,4 + \frac{b}{h \cdot t_f} \quad \beta \geq 1$$

$$M_{D, Rd, min} \longrightarrow \eta = 1$$

$$w_y = 1$$

$$w_z = 1$$

Pour ce qui concerne la flèche maximale on a pris la valeur :

$$w_{lim} = \frac{l}{350}$$

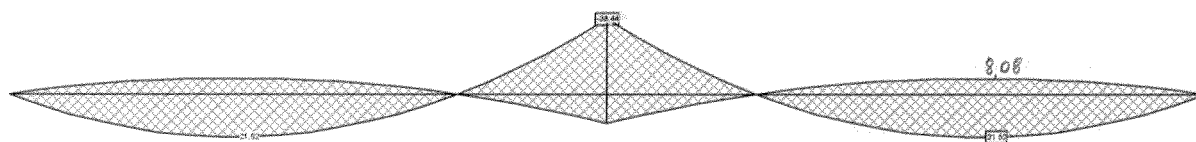
Les résultats de ce dimensionnement sont donnés à la fin de ce sous chapitre

On remarque comme la vérification de l'ELS selon l'axe faible n'est pas remplie pour la poutre transversale, il faudra prévoir une contreflèche

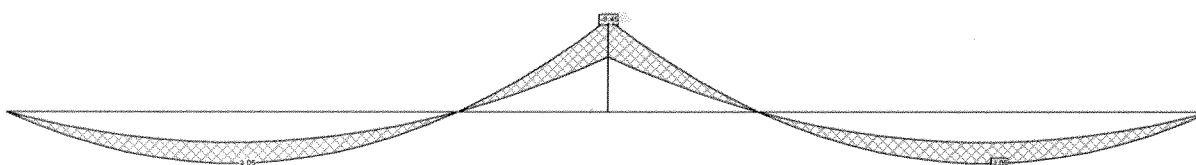
D'après la table S2SLS, on peut admettre le voilement par déterminant pour ce type de profilé

Efforts de dimensionnement et déformations des filières longitudinales

Enveloppe Moments axe y



Enveloppe Moments axe z



Flèche selon y



Flèche selon z



Résultats dimensionnement des filières longitudinales

Profilé IPE 240	
f_y [N/mm ²]	235
$M_{ed,y}$ [kNm]	38.44
L_D [mm]	1585
L_{cr} [mm]	2171
$W_{pl,y}$ [mm ³]	367000
$M_{rd,y}$ [kNm]	82.1
$M_{ed,z}$ [kNm]	5.45
$W_{pl,z}$ [mm ³]	73900
$M_{rd,z}$ [kNm]	16.5
Vérification interaction	
1>	0.798

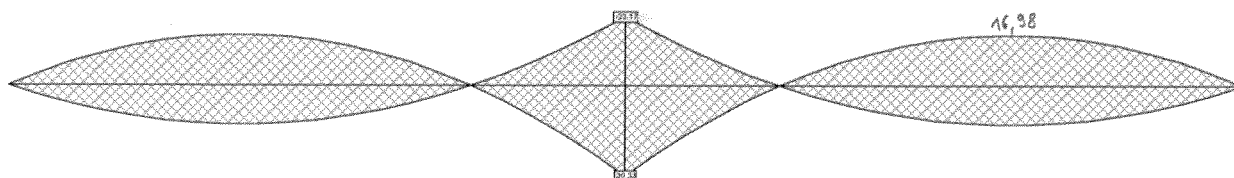
Profilé IPE 240			
f_y [N/mm ²]	235	$M_{ed,z}$ [kNm]	3.05
$M_{ed,y}$ [kNm]	8.08	$W_{pl,z}$ [mm ³]	73900
L_D [mm]	4755	$M_{rd,z}$ [kNm]	16.5
L_{cr} [mm]	2171.159656	Vérification: stabilité	
$W_{pl,y}$ [mm ³]	367000	ω_y	1
$W_{pl,y}/W_{el,y}$ [-]	1.13	ω_z	1
η [-]	1	β_{calc}	0.97
C [kN/mm]	765000	β	1
i_D [mm]	31	1>	0.371
σ_{Dv} [N/mm ²]	161		
σ_{Dw} [N/mm ²]	88		
σ_{crD} [N/mm ²]	183		
λ_{-D} [-]	1.20		
α_D [-]	0.21		
Φ_D [-]	1.33		
χ_D [-]	0.53		
$M_{D,Rd,min}$ [kNm]	43.37		

flèche selon axe fort	
w	2.72
w _{lim}	25.36

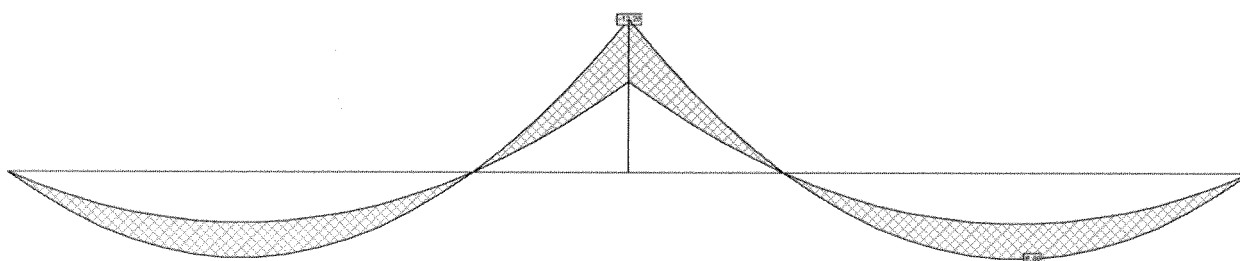
flèche selon axe faible	
w	11.75
w _{lim}	25.36

Efforts de dimensionnement et déformations des filières transversale

Enveloppe Moments axe y



Enveloppe Moments axe z



Flèche selon y



Flèche selon z



Efforts de dimensionnement et déformations des filières transversale

Profilé IPE 270	
f_y [N/mm ²]	235
$M_{ed,y}$ [kNm]	23.2
L_D [mm]	2300
L_{cr} [mm]	2438
$W_{pl,y}$ [mm ³]	484000
$M_{rd,y}$ [kNm]	108
$M_{ed,z}$ [kNm]	12.3
$W_{pl,z}$ [mm ³]	97000
$M_{rd,z}$ [kNm]	21.71
Vérification interaction	
1>	0.78

Profilé IPE 270			
f_y [N/mm ²]	235	$M_{ed,z}$ [kNm]	6.86
$M_{ed,y}$ [kNm]	16.98	$W_{pl,z}$ [mm ³]	97000
L_D [mm]	4755	$M_{rd,z}$ [kNm]	21.71
L_{cr} [mm]	2438	Vérification: stabilité	
$W_{pl,y}$ [mm ³]	484000	ω_y	1
$W_{pl,y}/W_{el,y}$ [-]	1.13	ω_z	1
η [-]	1	β_{calc}	0.969
C [kN/mm]	781000	β	1
i_D [mm]	35	1>	0.596
σ_{Dv} [N/mm ²]	164		
σ_{Dw} [N/mm ²]	112		
σ_{crD} [N/mm ²]	199		
λ_D [-]	1.16		
α_D [-]	0.21		
Φ_D [-]	1.268		
χ_D [-]	0.559		
$M_{D,Rd,min}$ [kNm]	60.5		

flèche selon axe fort	
w	3.04
w _{lim}	36.8

flèche selon axe faible	
w	37.1
w _{lim}	36.8

Treillis

L'enveloppe des efforts normaux et du moment fléchissant dans le treillis sont donnés à la fin de ce sous-chapitre. Les différentes parties du treillis sont dimensionnées à l'effort normal là où l'effort normal est majeur en compression on le dimensionne selon la démarche au flambage déjà détaillée pour les pannes. Là où l'effort est majeur en compression, diagonales et membrures inférieures on vérifiera aussi l'inversion de signe dû à la dépression du vent.

Pour ce qui concerne les longueurs de flambage on les prendra comme le tableau 13 de la norme SIA 263.

Pour ce qui concerne, le dimensionnement du poteau on a l'effort normal fourni par l'enveloppe et on a vérifier l'interaction avec le moment en pression et en dépression. On a donc deux formules d'interaction, quand le vent est en pression le déversement est retenu par les filières, tandis qu'en dépression pas. En outre on a pris la résistance $N_{k, Rd}$ plus défavorable entre les deux, prenant en compte les longueurs de flambage différentes.

On a donc les formules d'interaction suivantes :

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}} \right)^2 \leq 1,0 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 0,9$$

SIA 263, pag 46

$$M_{y,N,Rd} = M_{y,Rd} \cdot \xi(1-m)$$

$$m = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$$

$$\alpha, \xi$$

S25 C5, pag 24

tandis que pour le cas en dépression on utilise la formule déjà détaillée pour les pannes

SIA 263, pag 48

Qui ont mis en place des profilés HEA, étant donné que la table S25 C5 signale des problèmes de voilement pour de telles profilés en S355, à la flexion, on a décidé de vérifier aussi le voilement de l'âme et des semelles selon le tableau 5a et 5b de la norme SIA 263.

On a pris une valeur limite de la flèche de

$$w_{lim} = \frac{l}{350}$$

SIA 260, cas fréquent

Les résultats du dimensionnement sont donnés à la fin de ce sous-chapitre

Intéressant à noter que pour le poteau du cadre la situation déterminante est donnée par le vent en pression,

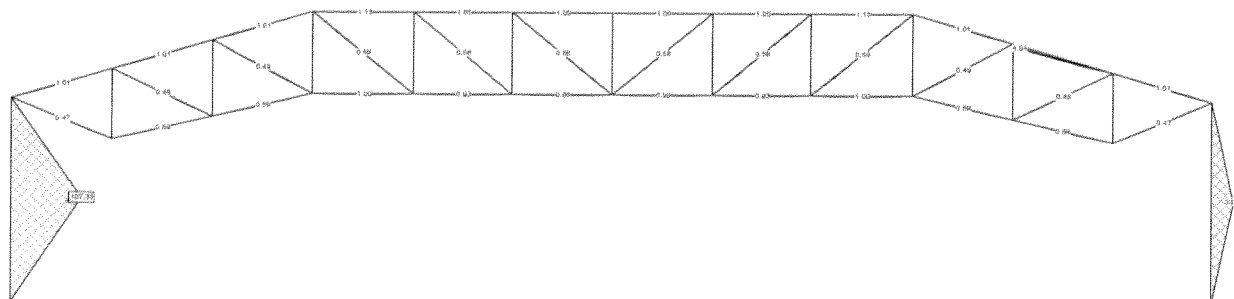
donc pas par un phénomène de
instabilité dû au renversement.

La situation déterminant pour les
diagonales de treillis est donnée
par le vent en dépression.

Efforts de dimensionnement du treillis

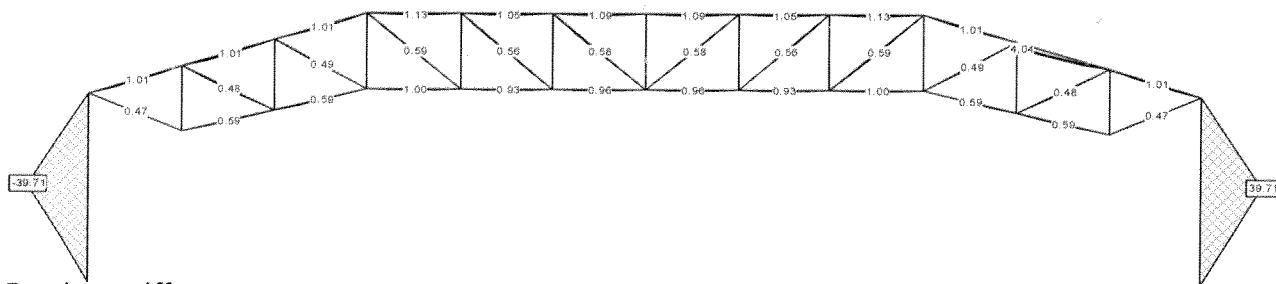
Enveloppe moments

vent 0°



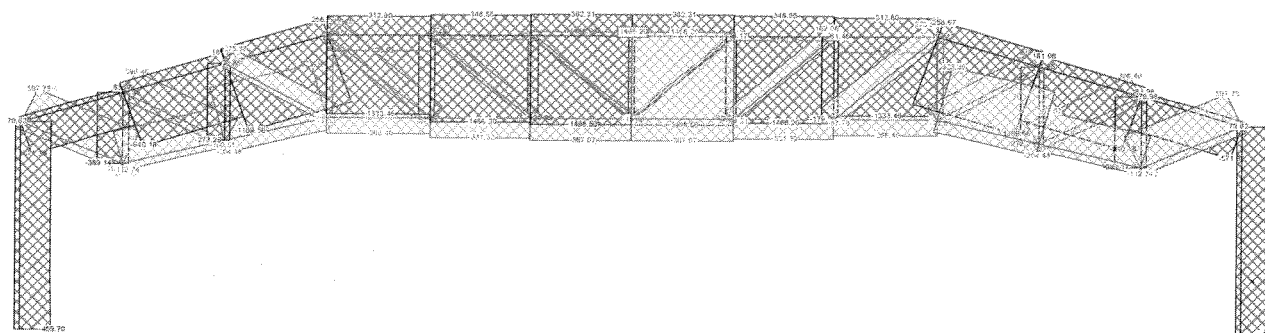
Enveloppe moments

vent 90°



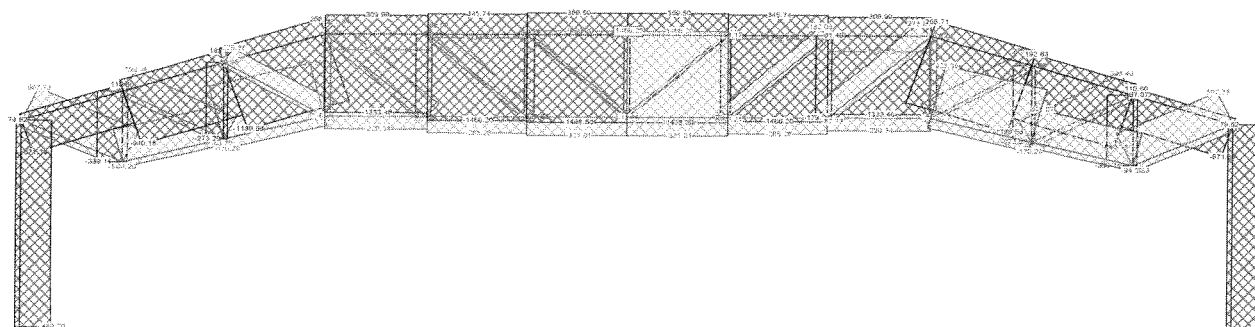
Enveloppe efforts normaux

vent 0°

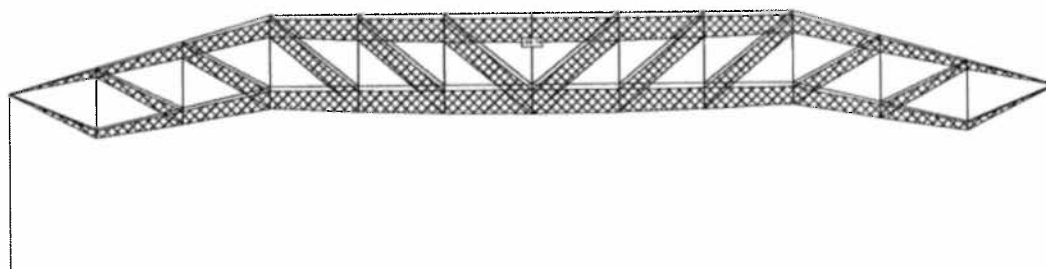


Enveloppe efforts normaux

vent 90°



Déformations verticales treillis



flèche verticale	
w	56.7
w _{lim}	104.6

Résultats dimensionnement du treillis

Membrure supérieur			
Profilé HEA 260			
N_{ed} [kN]	1499	Voilement	
A [mm ²]	8680	Ame	
L_k [m]	3.05	h_1 [mm]	176
i_z [mm]	65	t_w [mm]	7.5
$\sigma_{cr,k}$ [N/mm ²]	941	h_1/t_w [-]	23.47
α [-]	0.49	$h_1/t_{w,lim}$ [-]	38
λ_k [-]	0.500	Aile	
ϕ_k [-]	0.698	$b/2-r-t_w/2$	102.25
χ_k [-]	0.843	tf	12.5
$N_{k,rd,z}$ [-]	1638	$(b/2-r-t_w/2)/2$	8.18
conformité	1.09	$(b/2-r-t_w/2)/2_{lim}$	10

Membrure inférieure					
Profilé HEA 240					
N _{ed} [kN]	1466	N _{ed} [kN]	367	Voilement	
A [mm ²]	7680	A [mm ²]	7680	Ame	
N _{rd} [kN]	1719	L _k [m]	3.15	h ₁ [mm]	164
conformité	1.17	i _z [mm]	60	t _w [mm]	7.5
		σ _{cr,k} [N/mm ²]	752	h ₁ /t _w [-]	21.9
		α [-]	0.49	h ₁ /t _{w,lim} [-]	38
		λ _k [-]	0.559	Aile	
		Φ _k [-]	0.744	b/2-r-t _w /2	95.25
		χ _k [-]	0.809	tf	12
		N _{k,rd,z} [-]	1391	(b/2-r-t _w /2)/2	7.94
		conformité	3.79	(b/2-r-t _w /2)/2 _{lim}	10

Résultats dimensionnement du treillis

Membrane supérieur incliné			
Profilé HEA 240			
N_{ed} [kN]	1190	Voilement	
A [mm ²]	7680	Ame	
L_k [m]	3.15	h_1 [mm]	164
i_z [mm]	60	t_w [mm]	7.5
$\sigma_{cr,k}$ [N/mm ²]	752	h_1/t_w [-]	21.9
α [-]	0.49	$h_1/t_{w,lim}$ [-]	38
λ_k [-]	0.559	Aile	
ϕ_k [-]	0.744	$b/2-r-t_w/2$	95.25
χ_k [-]	0.809	tf	12
$N_{k,rd,z}$ [-]	1391	$(b/2-r-t_w/2)/2$	7.9375
conformité	1.17	$(b/2-r-t_w/2)/2_{lim}$	10

Membrure inferieure incliné				
Profilé HEA 180				
N _{ed} [kN]	923	N _{ed} [kN]	204	Voilement
A [mm ²]	4530	A [mm ²]	4530	Ame
N _{rd} [kN]	1014	L _k [m]	3.15	h ₁ [mm] 121
conformité	1.10	i _z [mm]	45.2	t _w [mm] 6
		σ _{cr,k} [N/mm ²]	427	h ₁ /t _w [-] 20.16667
		α [-]	0.49	h ₁ /t _{w,lim} [-] 38
		λ _k [-]	0.742	Aile
		Φ _k [-]	0.908	b/2-r-t _w /2 72
		χ _k [-]	0.698	tf 9.5
		N _{k,rd,z} [-]	708	(b/2-r-t _w /2 7.58
		conformité	3.47	(b/2-r-t _w /2 10

Résultats dimensionnement du treillis

Diagonale			
Profilé 2XUNP 120			
N_{ed} [kN]	598	N_{ed} [kN]	120.0
A [mm ²]	3400	A [mm ²]	3400
N_{rd} [kN]	761	L_k [m]	3.2
conformité	1.27	i_z [mm]	15.9
		$\sigma_{cr,k}$ [N/mm ²]	51.2
		α [-]	0.49
		λ_k [-]	2.14
		ϕ_k [-]	3.27
		χ_k [-]	0.174
		$N_{k,rd,z}$ [-]	132
		conformité	1.10

Poteau

Vent 0°

Poteau					
Profilé HEA 240					
$M_{ed,y}$ [kNm]	107	N_{ed} [kN]	460	N_{ed} [kN]	460
$W_{pl,y}$ [mm ³]	745000	A [mm ²]	7680	A [mm ²]	7680
f_y [N/mm ²]	235	L_k [m]	7	L_k [m]	3.5
$M_{rd,y}$ [kNm]	166.7	i_y [mm]	101	i_z [mm]	60
L_D [mm]	3500	$\sigma_{cr,k}$ [N/mm ²]	431	$\sigma_{cr,k}$ [N/mm ²]	609
L_{cr} [mm]	0	α [-]	0.34	α [-]	0.49
$M_{y,N,rd}$ [kNm]	124	λ_k [-]	0.738	λ_k [-]	0.621
		ϕ_k [-]	0.864	ϕ_k [-]	0.796
		χ_k [-]	0.762	χ_k [-]	0.773
		$N_{k,rd,y}$ [-]	1309	$N_{k,rd,z}$ [-]	1328
Vérification: interaction					
		ω [-]	0.6		
		a [-]	0.25		
		ε [-]	1.14		
		$1>$	0.75		

Résultats dimensionnement du treillis

Montant	
Profilé 2XUNP 160	
N_{ed} [kN]	389
A [mm ²]	4800
L_k [m]	2.4
i_z [mm]	18.9
$\sigma_{cr,k}$ [N/mm ²]	128.5
α [-]	0.49
λ_k [-]	1.35
ϕ_k [-]	1.70
χ_k [-]	0.37
$N_{k,rd,z}$ [-]	395
conformité	1.01

Poteau vent 90°

Poteau			
Profilé HEA 240			
Déversement		Flambage	
L_D [mm]	7000	N_{ed} [kN]	460
L_{cr} [mm]	4843	A [mm ²]	7680
$M_{ed,y}$ [kNm]	39.71	L_k [m]	7
$W_{pl,y}$ [mm ³]	745000	i_z [mm]	101
$W_{pl,y}/W_{el,y}$ [-]	1.1	$\sigma_{cr,k}$ [N/mm ²]	431
f_y [N/mm ²]	235	α [-]	0.34
η [-]	1.75	λ_k [-]	0.738
C [kN/mm]	2060000	ϕ_k [-]	0.864
i_D [mm]	65	χ_k [-]	0.762
σ_{Dv} [N/mm ²]	515	$N_{k,rd,y}$ [-]	1309
σ_{Dw} [N/mm ²]	313	Vérification: interaction	
σ_{crD} [N/mm ²]	603	ω [-]	0.6
λ_{-D} [-]	0.655	$1 >$	0.626
α_D [-]	0.21		
Φ_D [-]	0.762		
χ_D [-]	0.868		
$M_{D,Rd,y}$ [kNm]	145		

Assemblage treillis

On a dimensionné rapidement les deux nœuds plus sollicités du treillis, c'est-à-dire, l'angle de cadre et aussi le nœud d'extrémité de la membrure inférieure.

Pour ce qui concerne les boulons on a appliqué la norme SIA 263 :

Résistance cisaillement du boulon :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$$

Voir annexe plans pour les deux détails

SIA 263, pag 63, tabl 16

valeur fournie par SES 5, pag 97

Résistance à la pression latérale :

• traction :

$$F_{b,Rd} = 0,85 \frac{e_1}{d_0} \frac{f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

mais

$$F_{b,Rd} \leq 2,4 \frac{f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

• compression :

$$F_{b,Rd} = 2,4 \frac{f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

Pour ce qui concerne la traction, on a aussi vérifié l'arrachement de la section nette :

$$N_{Ed} \leq \frac{0,9 \cdot f_u \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

Pour ce qui concerne, les soudures s'agissant tout de cordon d'angle en S355

SZSC5, pag 110

$$F_{rd} = S \cdot \Delta L \cdot 0,8 \cdot f_y / \gamma_{M_2}$$

Même que la réaction de contact est toujours déterminant.

On s'est interrogé aussi sur la nécessité de la mise en place des raidisseurs, pour l'introduction des forces ponctuelle soit dans l'âme du poteau du cadre, soit dans l'âme de la membrure inférieure.

Étant donné que dans les deux cas la force semble plus logiquement être reprise par les diagonales en traction, la force à introduire est faible tant de être négligé.

Les résultats du dimensionnement sont donné à la fin de ce sous chapitre

Résultats dimensionnement noueds membrure inferiure

Boullons Montant	
SHV 10.9 M16	
N_{ed} [kN]	386
$F_{v,Rd}$ [kN]	193
N° [-]	3
$F_{v,Rd,tot}$ [kN]	579
conformité	1.5
Pression latérale	
f_u [N/mm ²]	360
d [mm]	16
t [mm]	7.5
d_0 [mm]	18
e_1 [mm]	35
$F_{b,Rd}$ [kN]	98.7
N° [-]	3
$F_{b,Rd,tot}$ [kN]	296
conformité	1.53

Boullons Diagonale	
SHV 10.9 M16	
Résistance au cisaillement	
N_{ed} [kN]	593
$F_{v,Rd}$ [kN]	193
N° [-]	4
$F_{v,Rd,tot}$ [kN]	772
conformité	1.30
Pression latérale	
f_u [N/mm ²]	360
d [mm]	16
t [mm]	7
d_0 [mm]	18
e_1 [mm]	50
$F_{b,Rd,max}$ [kN]	92.2
$F_{b,Rd,eff}$ [kN]	76.2
N° [-]	4
$F_{b,Rd,tot}$ [kN]	305
conformité	1.03
Section nette	
A_{eff} [mm ²]	1448
$F_{Rd,net}$ [kN]	375
N° [-]	2
$F_{Rd,net,tot}$ [kN]	751
conformité	1.27

Cordon d'angle	
N_{ed} [kN]	592.5
a [mm]	3
s [mm]	4.24
f_y [N/mm ²]	235
f_s [N/mm ²]	188
ΔL [mm]	570
F_{Rd} [kN]	364
N° [-]	2
$F_{Rd,tot}$ [kN]	727
conformité	1.23

Résultats dimensionnement de l'angle de cadre

Boullons Diagonale	
SHV 10.9 M16	
Résistance au cisaillement	
N_{ed} [kN]	593
$F_{v,Rd}$ [kN]	193
N° [-]	4
$F_{v,Rd,tot}$ [kN]	772
conformité	1.30
Pression latérale	
f_u [N/mm ²]	360
d [mm]	16
t [mm]	7
d_0 [mm]	18
e_1 [mm]	50
$F_{b,Rd,max}$ [kN]	92.16
$F_{b,Rd,eff}$ [kN]	76.16
N° [-]	4
$F_{b,Rd,tot}$ [kN]	304.64
conformité	1.03
Section nette	
A_{eff} [mm ²]	1448
$F_{Rd,net}$ [kN]	375
N° [-]	2
$F_{Rd,net,tot}$ [kN]	751
conformité	1.27

Cordon d'angle diagonale	
N_{ed} [kN]	593
a [mm]	5
s [mm]	7.07
f_y [N/mm ²]	235
f_s [N/mm ²]	188
ΔL [mm]	294
F_{Rd} [kN]	313
N° [-]	2
$F_{Rd,tot}$ [kN]	625
conformité	1.06

Boullons Membrure superieure incliné	
SHV 10.9 M16	
Résistance au cisaillement	
N_{ed} [kN]	567
$F_{v,Rd}$ [kN]	193
N° [-]	6
$F_{v,Rd,tot}$ [kN]	1158
conformité	2.04
Pression latérale	
f_u [N/mm ²]	360
d [mm]	16
t [mm]	7.5
d_0 [mm]	18
e_1 [mm]	35
$F_{b,Rd}$ [kN]	98.7
N° [-]	6
$F_{b,Rd,tot}$ [kN]	592
conformité	1.05

Cordon d'angle poteau	
N_{ed} [kN]	283
a [mm]	8
s [mm]	11.3
f_y [N/mm ²]	235
f_s [N/mm ²]	188
ΔL [mm]	167
F_{Rd} [kN]	284.2
N° [-]	1
$F_{Rd,tot}$ [kN]	284
conformité	1.004

Contreventement

Pour ce qui concerne le contreventement on a dimensionné les membrures du contreventement longitudinale, tandis que celles du contreventement transversale, on admet que les traverse du cadre du pignon et du dixième page offre pour ça.

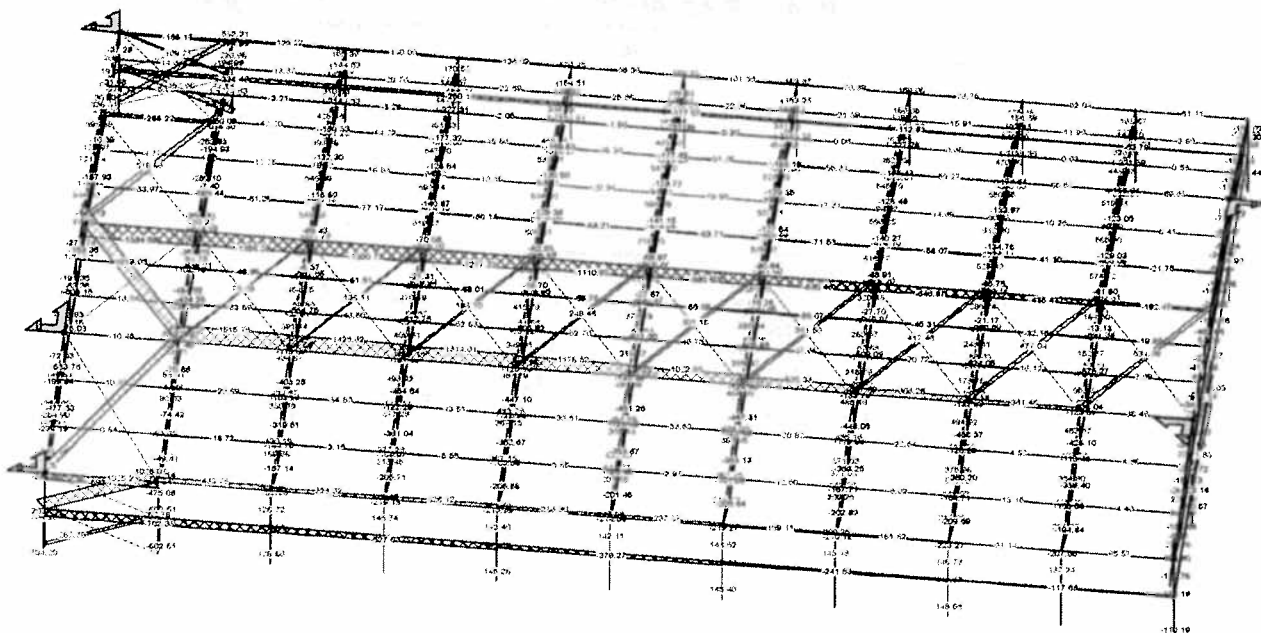
On a aussi dimensionné les diagonales du contreventement admises comme travaillant en traction seulement. Vu le système statique du contreventement, déjà analysé pour le prédimensionnement on a opté pour une modélisation 3D. Les détails de la vérification pour ce qui concerne l'interaction entre efforts normal et moment à été déjà détaillé pour les pannes.

Les résultats du dimensionnement sont donné à la fin de ce sous-chapitre.

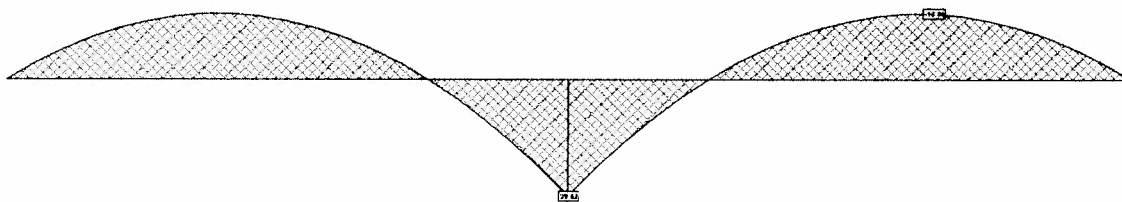
A remarquer surtout le fait que la diagonale commune à ces deux contreventement présent un effort très important par rapport à les autres, on a donc décider de doubler la cavière à cet endroit.

Effort dans le contreventement

Effort normal



Moments en dépression



Résultats dimensionnement du contreventement

Membrane contreventement			
Profilé HEB 220			
Déversement		Flambage	
L_D [mm]	4755	N_{ed} [kN]	1384
L_{cr} [mm]	4512	A [mm ²]	9100
$M_{ed,y}$ [kNm]	16.59	L_k [m]	6.34
$W_{pl,y}$ [mm ³]	827000	i_y [mm]	94.3
$W_{pl,y}/W_{el,y}$ [-]	1.12	$\sigma_{cr,k}$ [N/mm ²]	459
f_y [N/mm ²]	235	α [-]	0.34
η [-]	1.75	λ_k [-]	0.716
C [kN/mm]	2600000	ϕ_k [-]	0.844
i_D [mm]	60	χ_k [-]	0.775
σ_{Dv} [N/mm ²]	957	$N_{k,rd,y}$ [-]	1578
σ_{Dw} [N/mm ²]	578	Vérification: interaction	
σ_{crD} [N/mm ²]	1118	ω [-]	1
λ_{-D} [-]	0.485	$1 >$	0.974
α_D [-]	0.21		
Φ_D [-]	0.648		
χ_D [-]	0.929		
$M_{D,Rd,y}$ [kNm]	172		

Diagonales comunes aux deux contreventements	
Profilé 2XLNP 160*15	
N_{ed} [kN]	1918
A [mm ²]	9620
f_y [N/mm ²]	235
N_{rd} [kN]	2153
conformité	1.12

Diagonales externe	
Profilé 2XLNP 160*15	
N_{ed} [kN]	1028
A [mm ²]	4810
f_y [N/mm ²]	235
N_{rd} [kN]	1077
conformité	1.05

Flèche latérale de la structure

On a aussi essayé de regarder la flèche globale de la structure. Malheureusement on rencontre une flèche latérale très importante.

Le fait est dû au profilé choisi pour le contreventement qui n'est pas assez rigide, tel à garantir d'une part que il reprend le charge horizontales et d'autre part la fonction d'appui pour les cadres transversales. Une solution triviale c'est le remplacement du profilé faisant pour obtenir une augmentation de la rigidité.

Une autre serait de mettre en place des léquilles pour rigidifier les cadres. La dernière solution, en accord avec le maître d'ouvrage, qui il doit renoncer à la possibilité de rajouter une court de tennis, serait de descendre le contreventement longitudinal à terre.

C'est utile d'avoir un cadre appuier horizontalement pour pas être confronté avec de longueur de flambage des poteau supérieur à leur longueur et réduire les effets du deuxième ordre.

Problème particulier – Montage

Pour ce qui concerne le problème particulier on a décidé d'affronter la phase de montage de la halle métallique.

Le premier pas, c'est la localisation d'une entreprise de construction métallique dans le voisinage d'Interlaken (BE), disponible à la livraison et au montage de pièces métalliques. Après une brève recherche, on a trouvé l'entreprise Seiler AG situé à Bönningen (BE), distant moins de 5 km d'Interlaken. Vu que la localisation de la halle n'est pas définie de manière précise, déterminer un trajet n'est pas possible, mais en regardant la situation globale de routes, je peux conclure qu'il n'y a pas des obstacles importantes (tunnels, voies étroites,...) qui peuvent influencer le transport.

Pour ce qui concerne les dimensions du transport, la structure présente un poids total de 124 t et la pièce métallique la plus longue est représentée par le treillis préfabrique comme on peut voir à la figure 10.

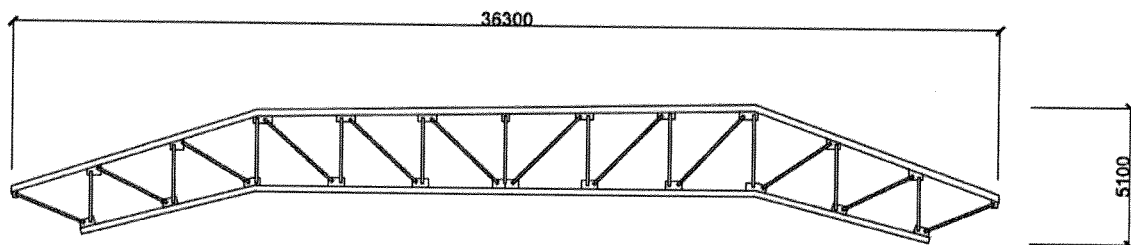


Figure 10 Pièce plus longue

En Suisse, l'Office fédéral des transports OFT, qui règle les courses de camion, fixe de la manière suivante les dimensions maximales des véhicules :

- Hauteur : 4.00 m
- Largeur : 2.55 m
- Longueur : 18.75 m
- Poids : 40 t

Les véhicules qui surpassent ce gabarit par leur chargement peuvent circuler sur les routes publiques qu'avec une autorisation spéciale.

La choix de composer le treillis en usine découle aussi de ce fait, dans un premier moment on avait envisagé de couper en deux le treillis, mais en suite vu la position délicate du joint constructif qui serait situé dans un endroit où les efforts se concentrent et vu qu'en coupant le treillis en deux on avait de toute façon besoin d'un transport spécial on a décidé par la préfabrication en usine.

Pour ce qui concerne l'obtention de l'autorisation de circuler avec un convoi exceptionnel, ainsi que ces dimensions à l'art.79 on spécifie:

Art. 79 Compétences¹

¹ Le canton du lieu de stationnement ou le canton dans lequel commence la course soumise à autorisation délivre les autorisations pour les véhicules effectuant des courses d'exportation et des trajets nationaux, tandis que l'OFROU les délivre pour les véhicules au service de la Confédération ainsi que pour les véhicules effectuant des courses d'importation et de transit en circulation internationale.

² Lorsque les dimensions et le poids dépassent le maximum légal, les autorisations peuvent être délivrées pour toute la Suisse aux conditions suivantes :

a. les véhicules et les ensembles de véhicules n'excéderont pas 30 m de longueur, 3 m de largeur, 4 m de hauteur, ainsi que 44 t de poids effectif; pour chaque essieu, la charge par essieu ne doit pas excéder 12t.

b. ne seront empruntés que les routes de grand transit au sens des annexes 1 et 2, let. A et B, de l'ordonnance du 18 décembre 1991 concernant les routes de grand transit, ainsi que le réseau routier des localités touchées par les dites routes.

⁴ Si les conditions fixées à l'al. 2 ne sont pas remplies, chaque canton concerné par la course délivre l'autorisation pour le trajet sur son territoire ou donne son approbation aux autorisations de l'OFROU.

⁵ Lorsque les dimensions et le poids fixés à l'al. 2, let. a, sont dépassés, l'autorisation de circuler sur les routes nationales ne peut être délivrée qu'avec l'approbation de l'OFROU.

La longueur de 36.3 m et la hauteur de 5.10 m de la pièce métallique préfabriquée obligent à demander une autorisation spéciale à l'OFROU et au canton de Berne.

Une fois définie la façon de transporter les pièces métalliques, le prochain pas est constituée par le choix de l'outil de levage et son emplacement.

On parte du principe qu'on ne va pas changer la position de la grue, en envisageant de la placer à moitié de la longueur longitudinal de l'espace qui va prendre la halle au final

Le treillis représente le poids plus important que la grue doit lever.

La situation déterminante est représentée par la mise en place du premier cadre, en fait c'est dans cette situation ou on a le poids mais surtout le bras de levier plus important comme un peut voir sur les schémas de la figure 11.

¹ Ordonnance sur les règles de la circulation routière, OFROU

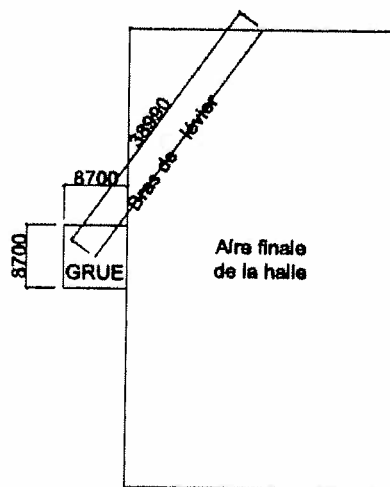


Figure 11 Situation déterminante pour le dimensionnement grue

On a donc un bras de levier d'environ 39 m, un poids du treillis de 6.3 t, et une hauteur à laquelle le treillis doit être levé de 7 m.

En regardant sur le marché de grue, la GMK5220, présent le diagramme de levage présente à la figure 12.

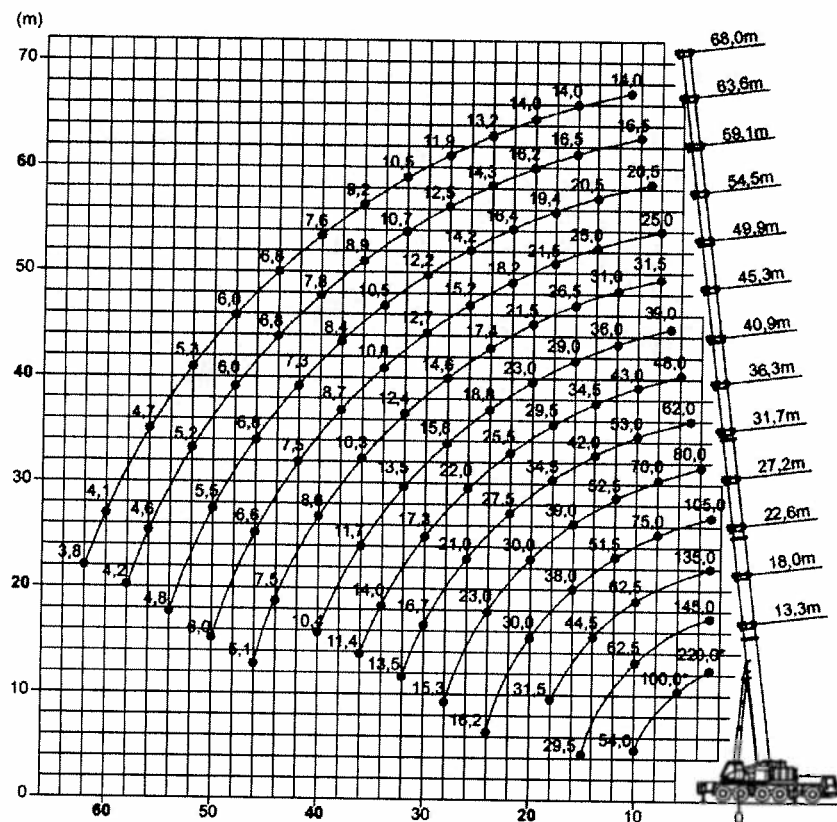


Figure 12 Diagramme de levage GMK5220

On voit bien comme pour un bras de levier de 40 m on arrive à lever 10.4 t à 13 m d'hauteur. Une fois choisit et placé la grue on peut commencer à monter la halle métallique. La première étape (figure 13) consiste dans la mise en place et l'étayage des poteaux du premier cadre.

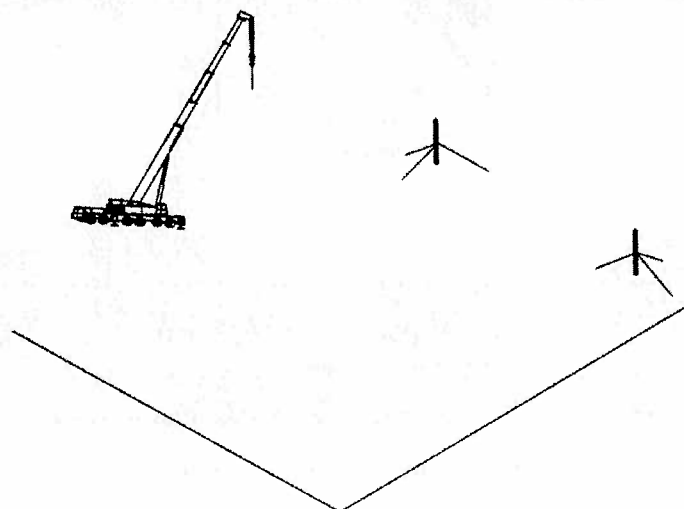


Figure 13 mise en place poteaux

La prochaine étape est constituée par le levage du treillis par la grue et l'attache boulonné du treillis aux poteaux comme on peut voir sur la figure 14.

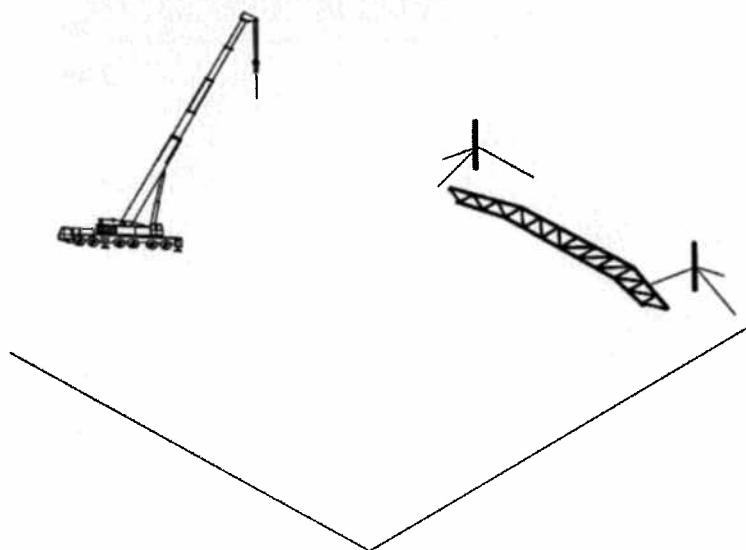


Figure 14 Levage du treillis et attache au poteau

On répète cette opération pour autres deux cadre (figure 15), cette façon de faire est dictée par le système statique des pannes (poutre simples et poutre continues intercalé) et des filières (poutre continue).

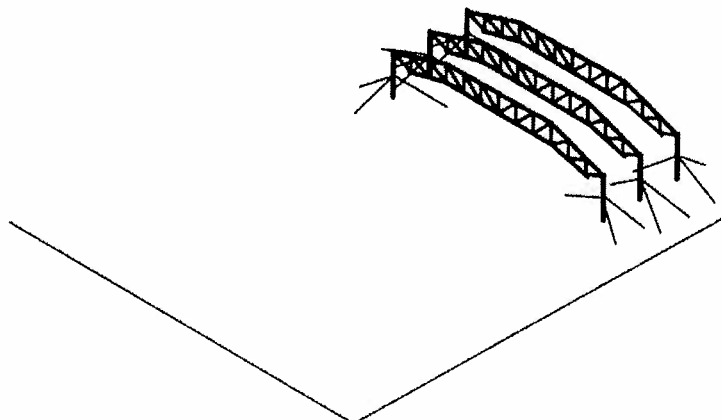


Figure 15 Montage premier trois cadres

L'étape suivante (figure 16) est constituée par la mise en place du contreventement transversale. On dispose les pannes (poutres simples et poutres continues intercalé) et les filières (poutre continue) qui feront office des montants du contreventement. Au même temps on met en place les diagonales de notre contreventement. De que le contreventement transversale est mise en place on peut supprimer un étais des trois présentes pour chaque poteaux des deux premières cadres.

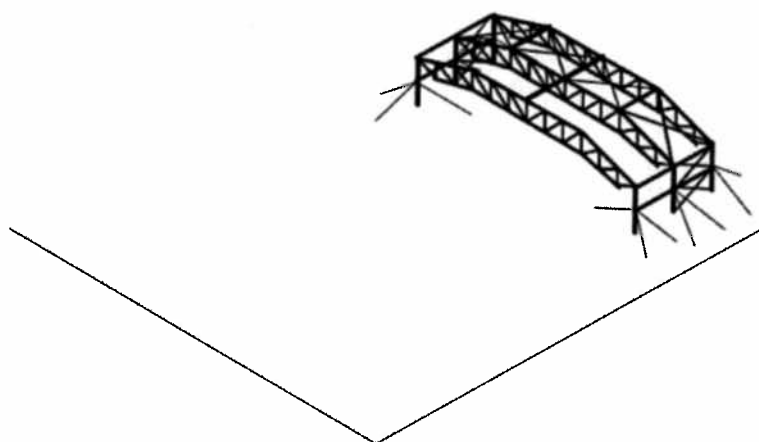


Figure 16 Mise en place du contreventement transversale

En suite (figure 17) on place toutes les cadres et on pose les pannes faisant office de contreventement longitudinal, on dispose au même temps les diagonales du contreventement. Le contreventement est mené à terre grâce à au poteaux du pignon et à la filière transversale.

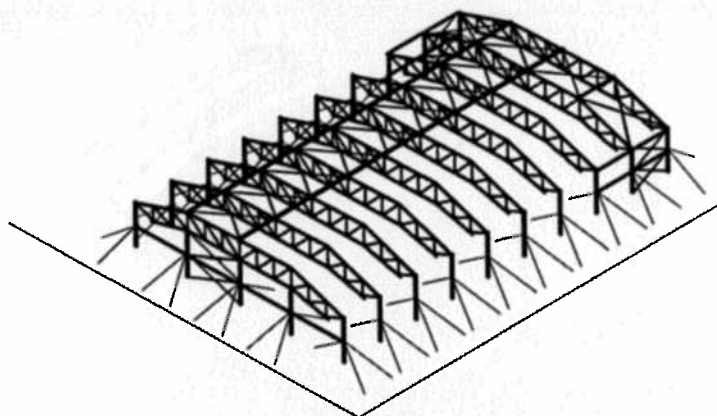


Figure 17 Mise en place contreventement longitudinale

La structure étant stable par soit même, on peut supprimer toutes les étayages (figure 18)

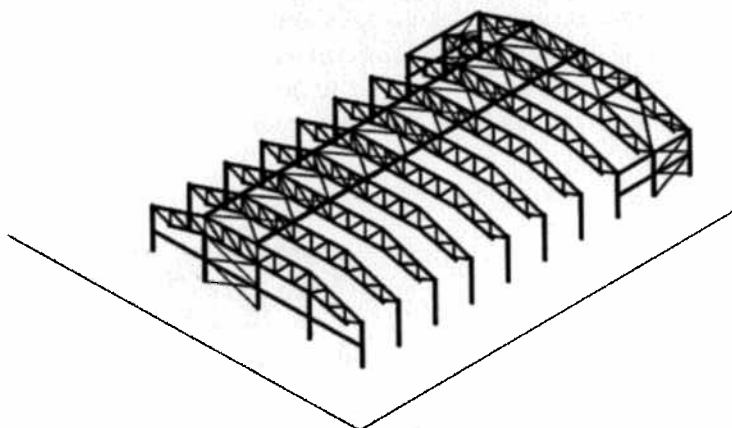


Figure 18 Suppressions des étayages

Finalement on peut mettre en place les éléments secondaires restants (figure 19)

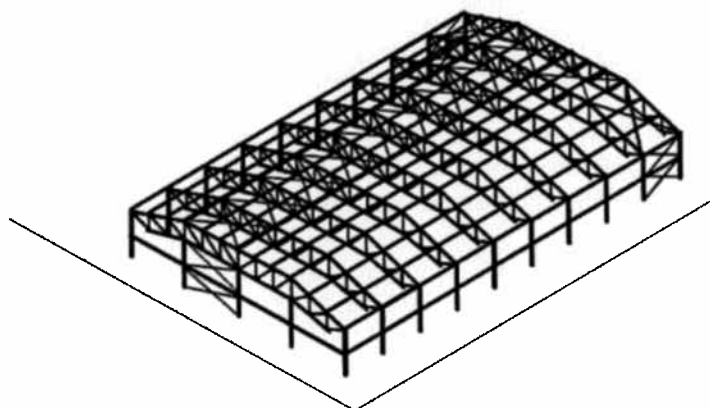


Figure 3 Pose des éléments secondaires

Mise en valeur

Le projet constitue la solution optimale répondant aux requêtes du maître d'ouvrage pour ce bâtiment. La halle métallique présente une forme extérieure très compacte, qui cache une organisation des espaces fonctionnelle, et subdivisé de façon très claire. Les champs de tennis sont disposés les uns à côté des autres, voisins à la façade libre. Ce choix permet d'une part de profiter au mieux de l'éclairage naturel du soleil pendant les matchs et d'autre part le cas échéant permet de rajouter une éventuelle quatrième courte sans difficultés techniques et sans modifier l'organisation interne de l'ouvrage. Le restaurant et les vestiaires sont placés de l'autre côté, vu que par les dimensions et la fonction nécessitent moins de lumière.

La forme particulière découle d'une optimisation de la ferme en treillis qui présente une hauteur variable visant à calquer au mieux le gabarit du jeu du tennis, en essayant d'économiser le plus possible de matière. Elle permettra de franchir une portée importante supérieure à 30 m avec une certaine facilité. En effet soit du point de vue des calculs que de la phase de montage représente le choix idéal. Grâce à sa hauteur les efforts dans les profilés restent relativement contenus.

Pour ce qui concerne le transport, malgré le fait de devoir faire appel à un transport exceptionnel, sa longueur reste limitée (moins de 5 km) et donc optimale d'un point de vue de temps requis et relativement économique. La phase de montage est facilitée, grâce à la préfabrication en usine de la ferme en treillis qui permet une mise en place rapide avec des difficultés réduites au minimum. En fait, il suffit une grue mobile de moyenne importance pour lever la partie plus lourde de la structure et la mettre en place.

Mesures prises

On a rencontré quelques problèmes avec les flèches qui peuvent porter à l'insatisfaction des conditions de l'état limite de service.

Pour ce qui concerne la direction verticale, elles seront simplement compensées par une contreflèche appliqué en usine.

Pour celle horizontale les problèmes étant localisé au niveau du premier cadre voisin à la façade libre on a opté pour la disposition de béquilles, lesquelles permettent de rigidifier ces cadres et donc limiter les déplacements horizontaux.

Résultats avant-métré

Profilé métallique	l[m]	poids [kg/m]	kg
UNP 120	915.6	13.4	12269.04
UNP 160	109.6	18.8	2060.48
HEA 220	140	50.5	7070
HEA 240	397.2	60.3	23953.572
HEA 180	126	35.5	4473
HEA 260	183	68.2	12480.6
IPE 220	697.4	26.2	18271.88
HEB 220	126.8	71.5	9066.2
IPE 240	253.6	30.7	7785.52
IPE 270	73.2	36.1	2642.52
LNP 160/15	348.6	36.2	12618.596
TOTALE			112691.408

Aire [m ²]	2320.44
kg/m ²	48.5646722
Volume [m ³]	21429.2634
kg/m ³	5.25876256

Analyse critique

Ce projet m'a permis d'approfondir différent aspect de la construction métallique ainsi de fixer les bases de connaissances appris aux cours « Structures en métal » et « Structures en métal, chapitre choisi ». Je me suis en outre dû confronter du principe avec la conception à partir des exigences fixé par le maître de l'ouvrage. C'est clair que le passage de la théorie à l'application à un cas concret, réserve toujours des difficultés dû surtout à un manque d'expérience pratique.

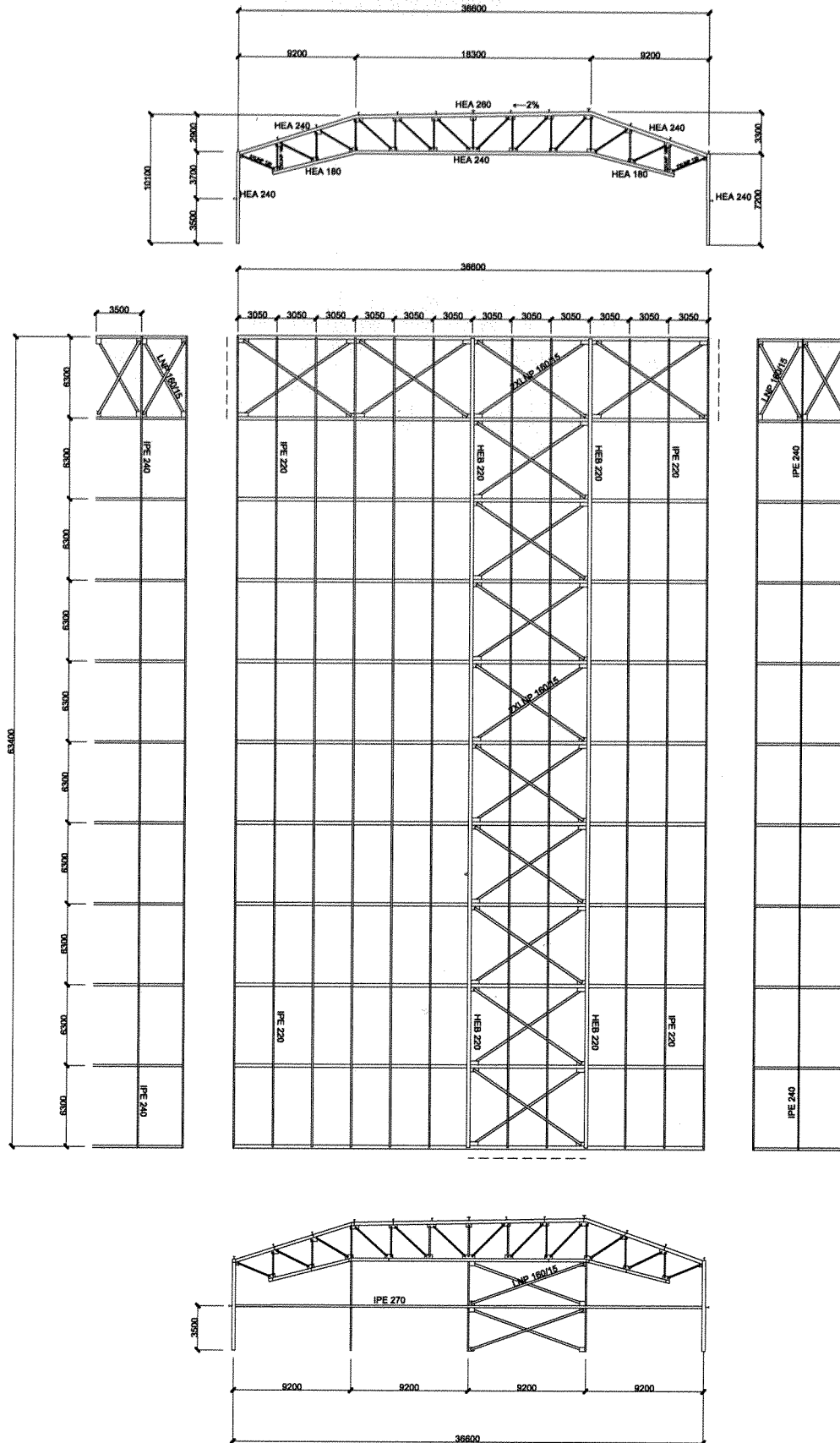
Le résultat obtenu me satisfait globalement, même si il pourrait être encore optimisé. Les majeures marges d'amélioration possible sont à niveau des assemblages et du contreventement. C'est là où j'ai rencontré la majorité des problèmes, dû surtout pour ce qui concerne les assemblages à une conception des détails trop compliqués. Aussi pour ce qui concerne le problème particulier, je me suis plongé sur une thématique très pratique, dans laquelle le facteur expérience sur le terrain joue un rôle primordiale et j'ai choisi des solutions correctes mais pas optimales.

En conclusion, je crois que je dois encore améliorer un peu ma sensibilité surtout à niveau de la conception et acquérir encore beaucoup d'expérience pratique.

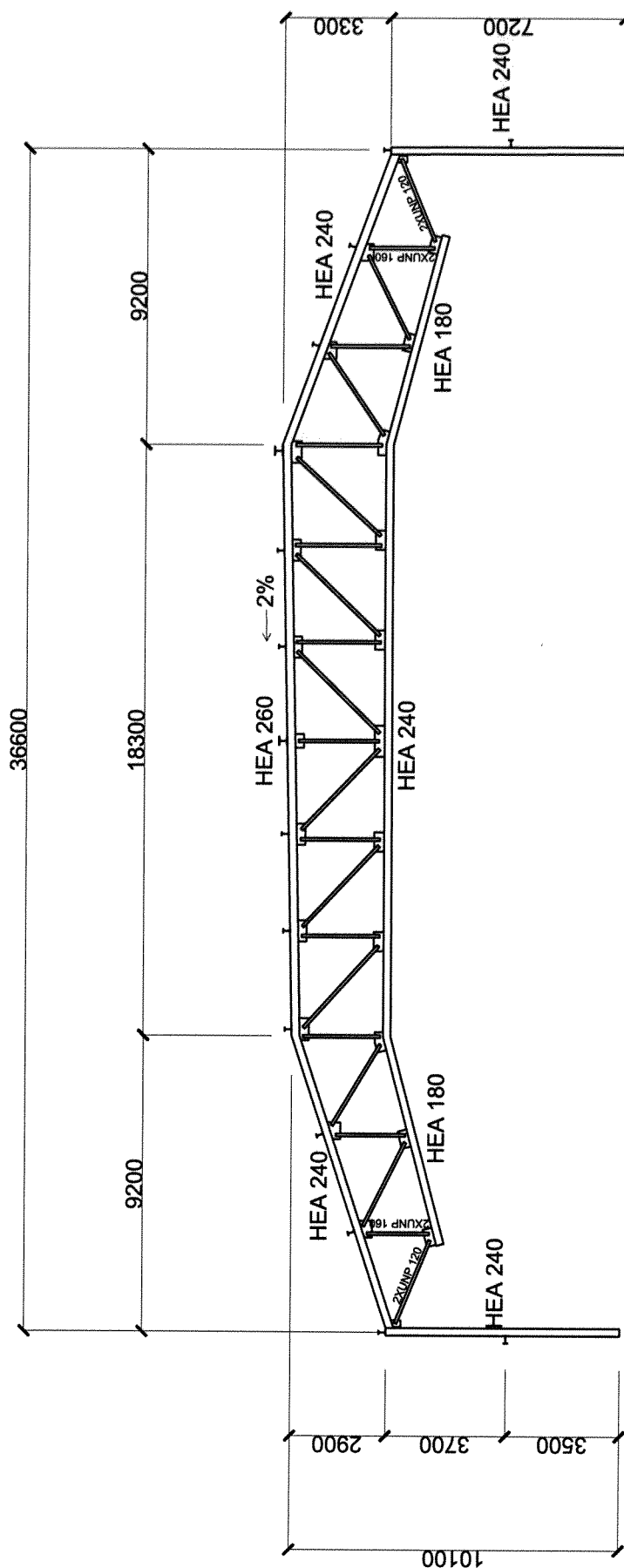
ANNEXES PLANS

1. Vue d'ensemble 1 :500
2. Cadre 1 :200
3. Cadre Pignon 1 :200
4. Toiture 1 :200
5. Façade 1 :200
6. Angle de cadre 1 :10
7. Nœud membrure inférieure inclinée 1 :10
8. Inclinaison membrure supérieure 1 :10
9. Attache panneau sandwich 1 :10
10. Attache toiture
11. Détail toiture, travée panne
12. Attache toiture incliné

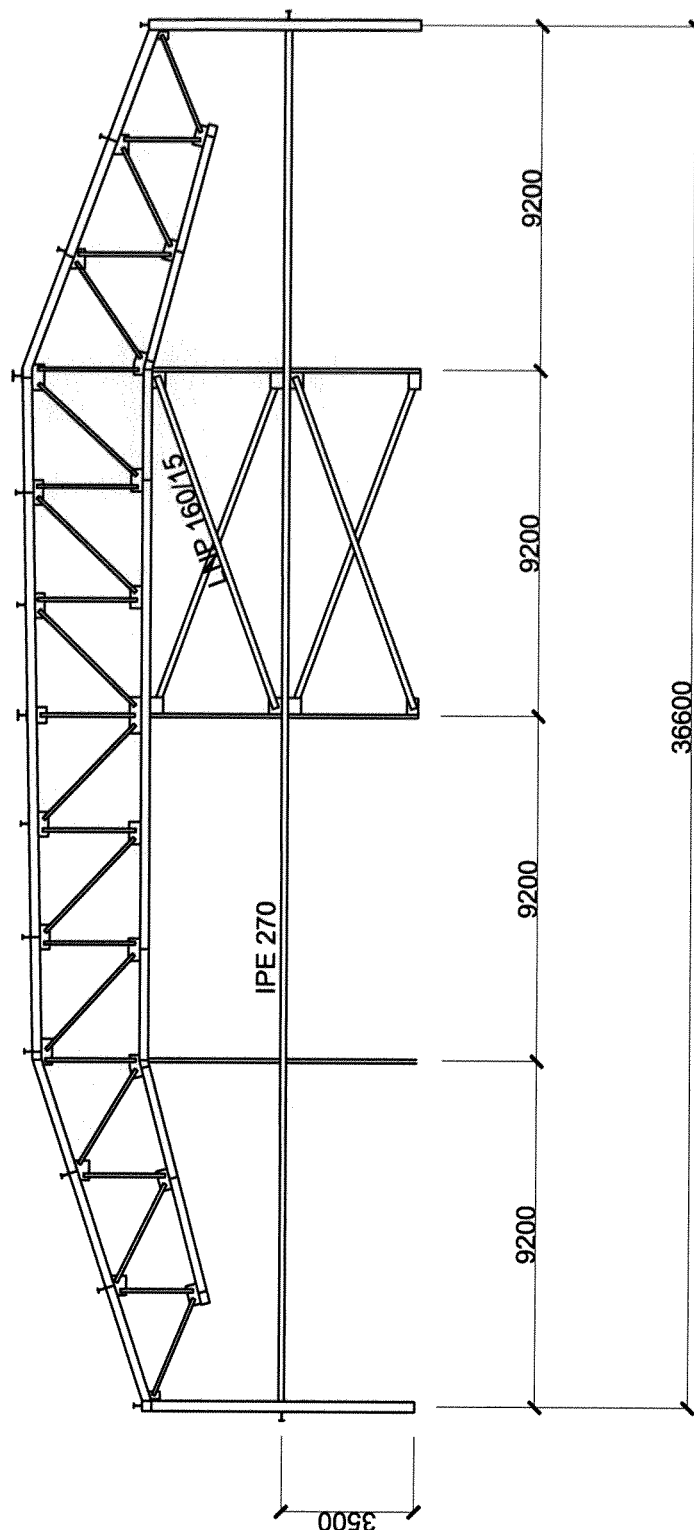
Vue d'ensemble 1:500



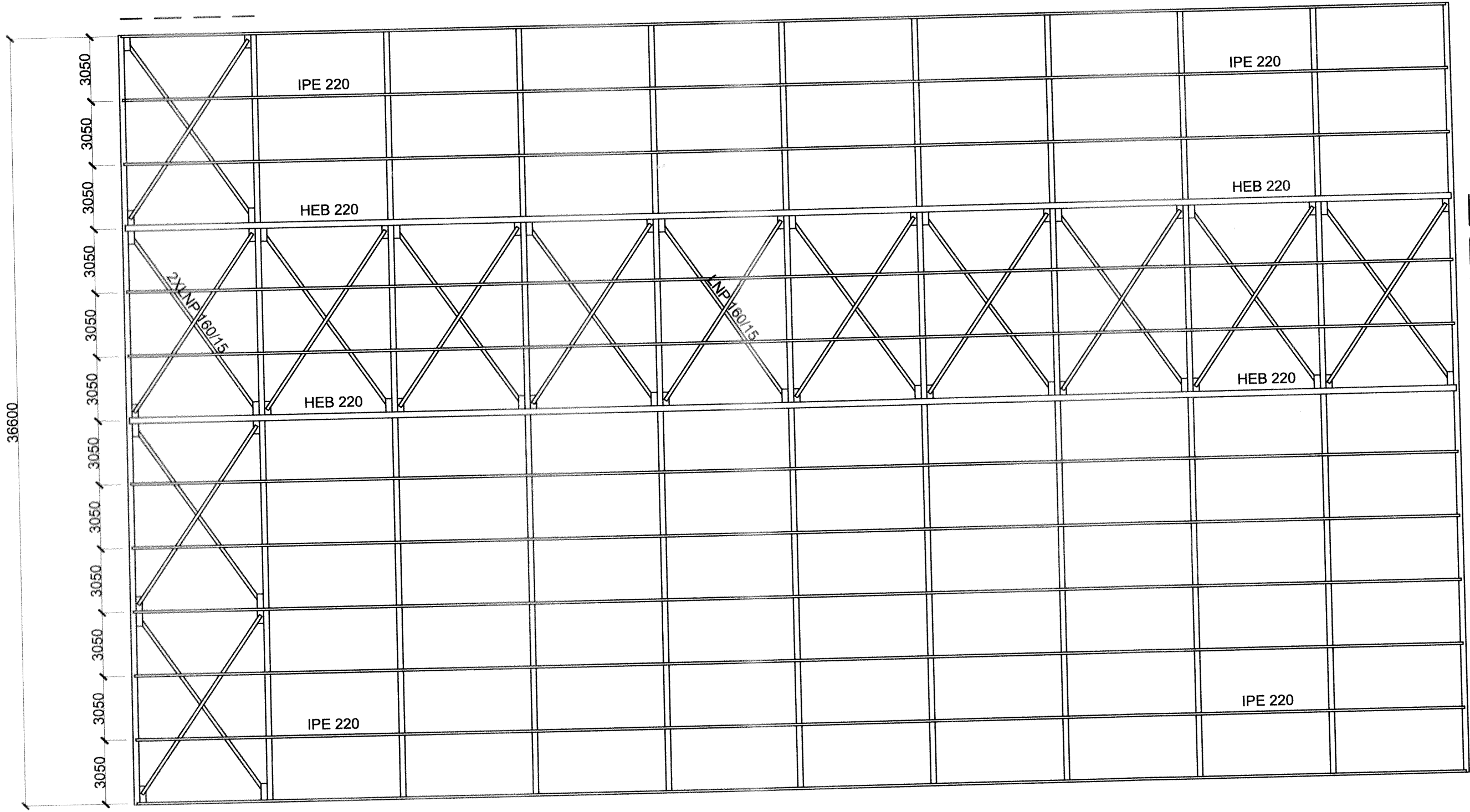
Cadre 1:200



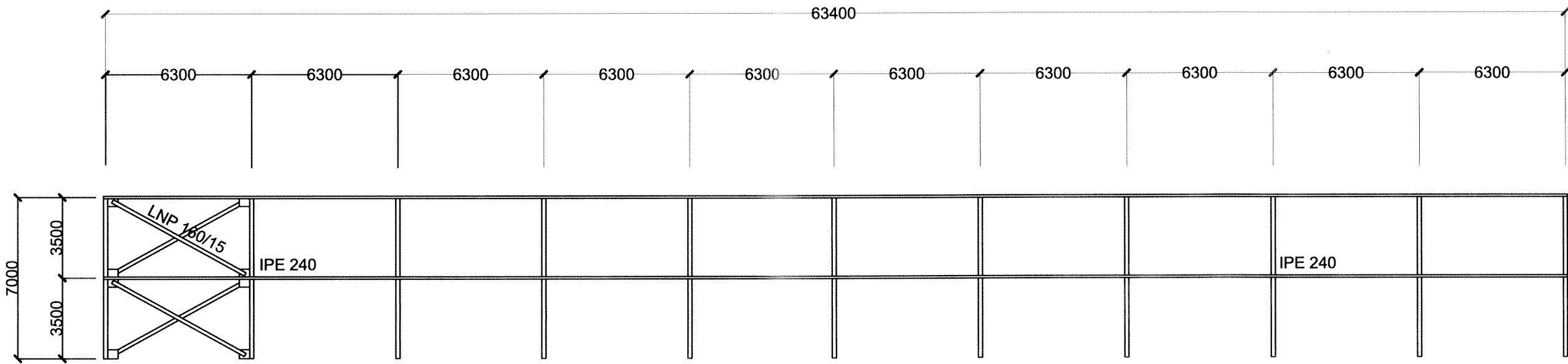
Cadre pignon 1:200



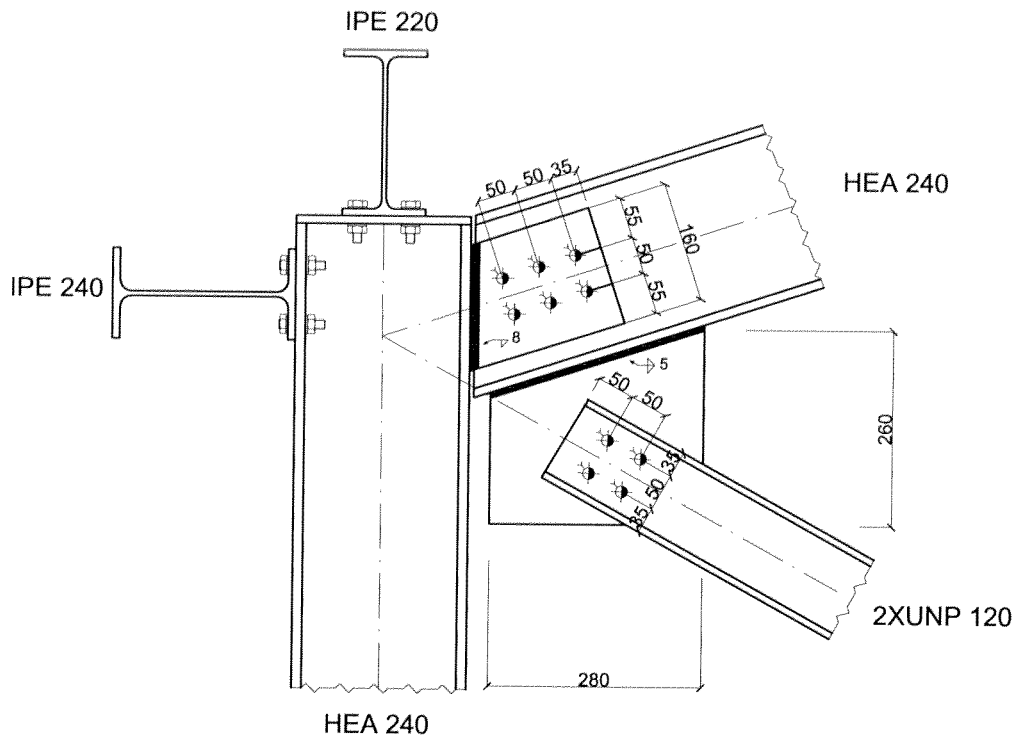
Vue Toiture 1:200



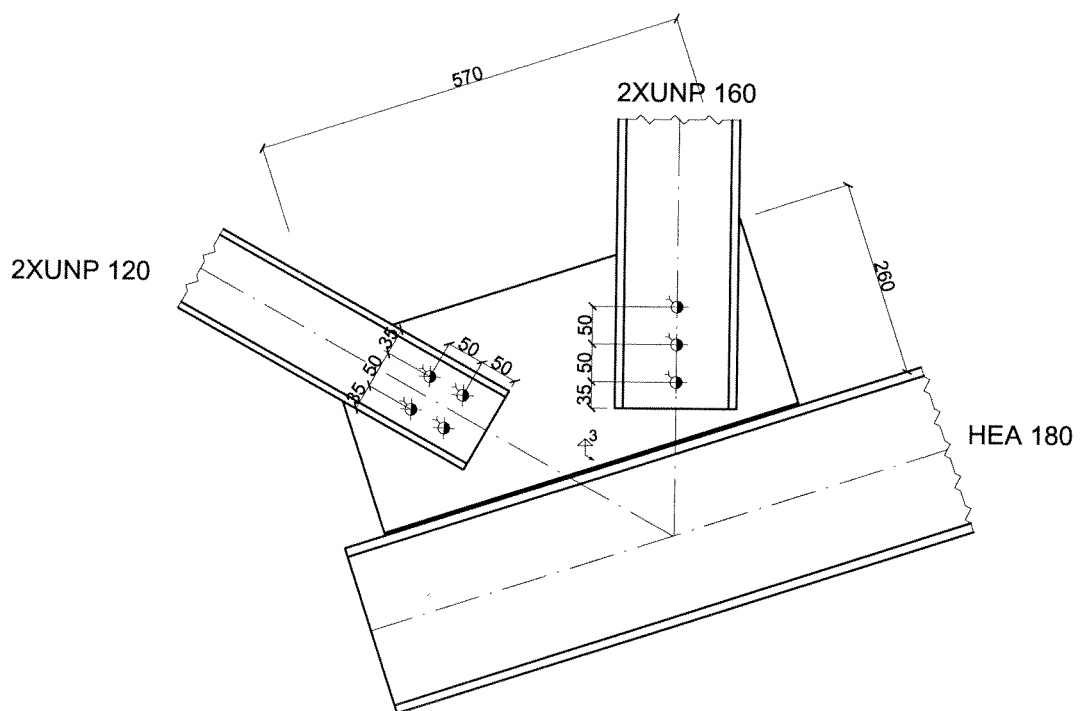
Façade longitudinale 1:200



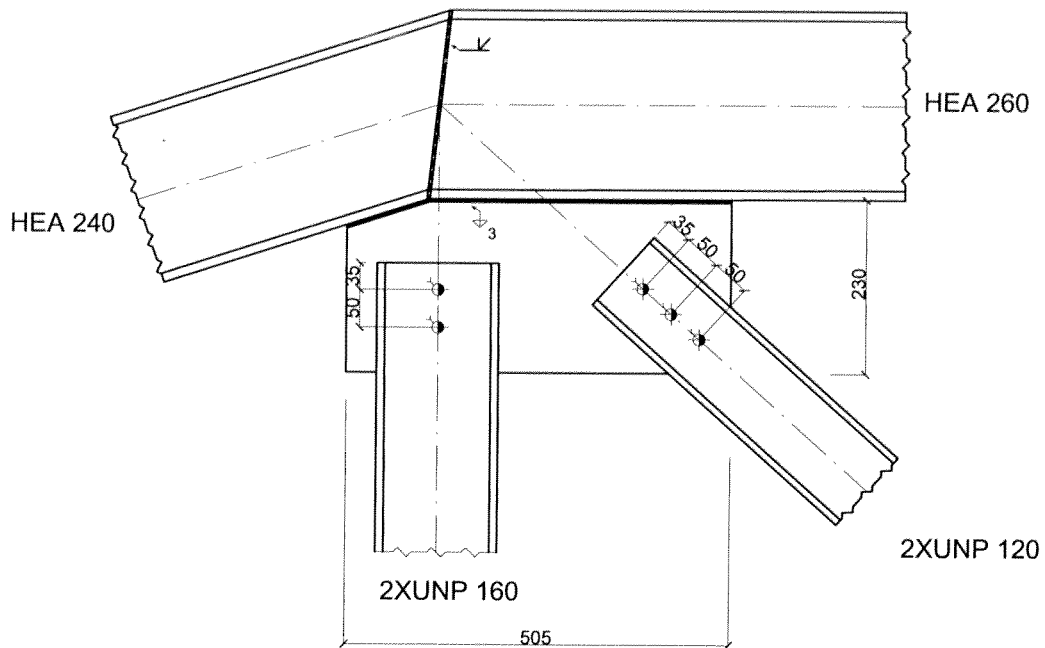
Angle de cadre 1:10



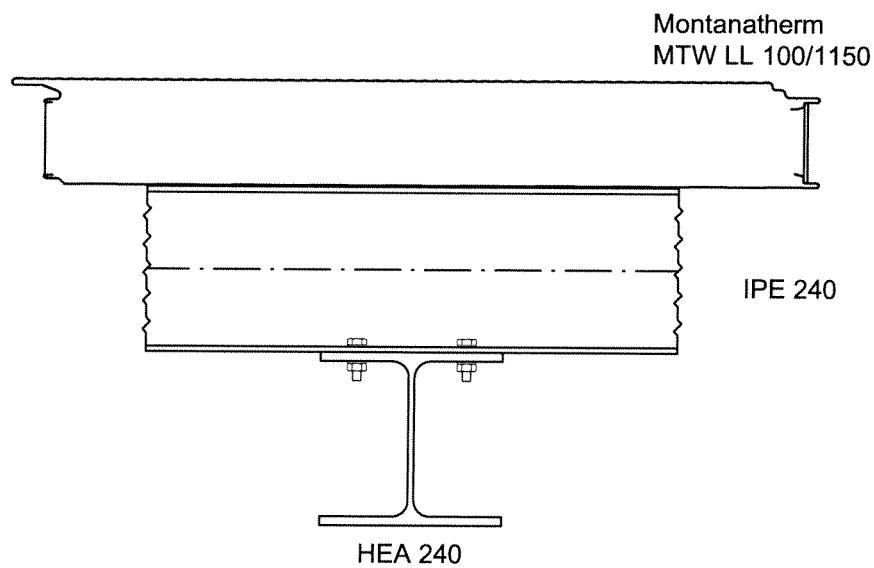
Noued membrure inclinée inférieure 1:10



Inclinaison membrure supérieure 1:10

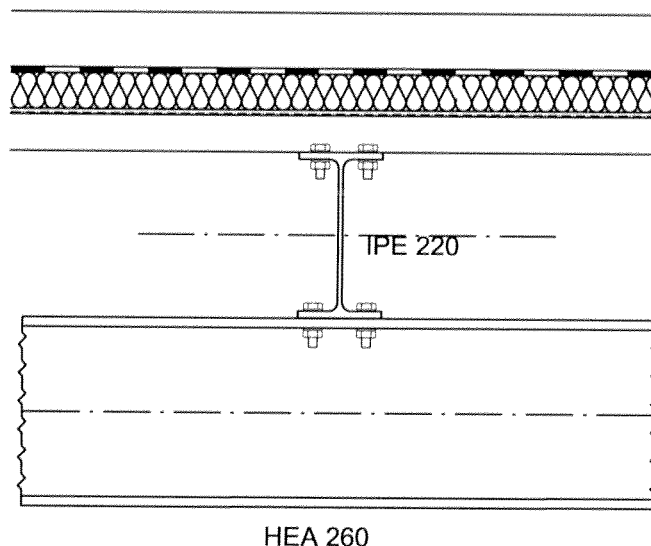


Attache Panneau sandwich 1:10



Attache Toiture 1:10

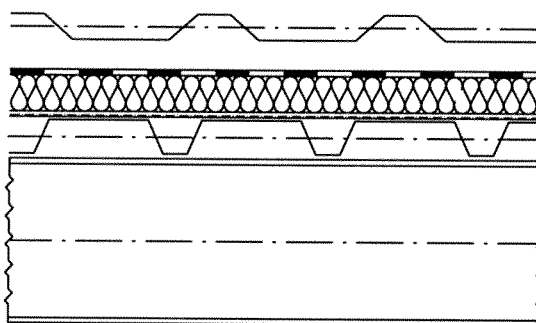
toiture



HEA 260

Détail toiture, travée panne 1:10

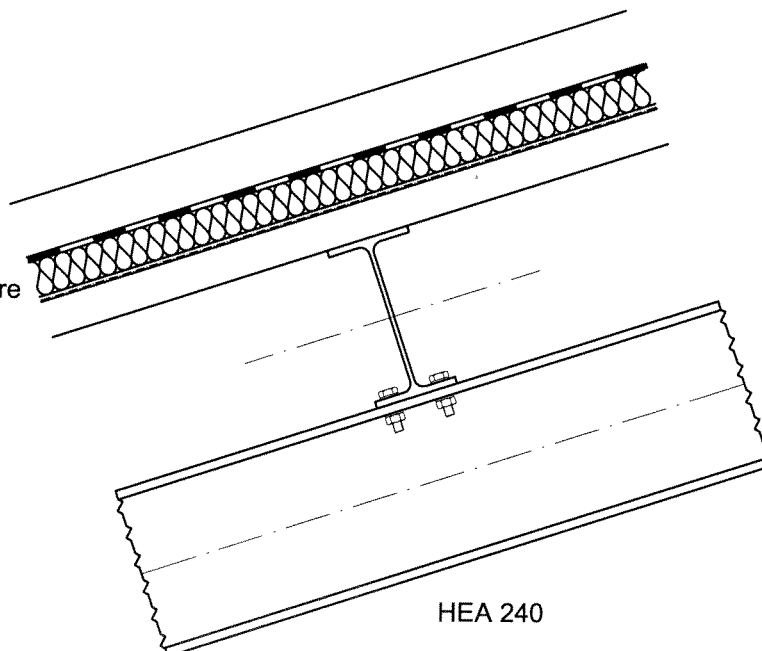
toiture



IPE 220

Attache toiture incliné 1:10

toiture



HEA 240